

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES COM TABULEIRO ORTOTRÓPICO EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

CARLOS MIGUEL CORREIA ALBUQUERQUE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

MARÇO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À Carolina, à Di e aos meus Pais...

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	v
AGRADECIMENTOS	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	xi
ÍNDICE DE TEXTO	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
ÍNDICE DE QUADROS	xxiii
1. INTRODUÇÃO	1
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES	15
3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE PRESTER	29
4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER	53
5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE PRESTER	113
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	123
BIBLIOGRAFIA	B1
ANEXO I GERAÇÃO DE MATRIZES DE FORÇAS NODAIS	A1
ANEXO II GERAÇÃO DE INSTANTES DE CARREGAMENTO NO ANSYS	A9
ANEXO III SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	A19
ANEXO IV GERAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DA PONTE	A23
ANEXO V RESULTADOS COM COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DE 0,5%	A43
ANEXO VI RESULTADOS COM CARGA DISTRIBUÍDA	A63
ANEXO VII RESULTADOS COM AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS	A75
ANEXO VIII RESULTADOS COM VIA E COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DE 0,5%	A87
ANEXO IX RESULTADOS COM VIA E COM AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS	A101
ANEXO X RESULTADOS COM LONGARINAS MAIS RÍGIDAS	A115
ANEXO XI RESULTADOS COM CARLINGAS MAIS RÍGIDAS	A123
ANEXO XII RESULTADOS COM VIGAS LATERAIS MAIS RÍGIDA	A131

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento da presente dissertação só foi possível com a ajuda de várias pessoas a quem, agora que a estou a terminar, gostava de deixar o meu profundo agradecimento, nomeadamente:

- Ao Professor Raimundo Delgado pela capacidade única de transmitir conhecimentos e pelo dom de mostrar o melhor caminho sem o impor.
- Ao Professor Rui Calçada pelo entusiasmo, confiança e energia sempre transmitidos.
- Ao Professor Philippe Van Bogaert, projectista de Ponte de Prester, pela cedência de todos os elementos necessários, relativos ao projecto.
- Ao Pedro Montenegro, pelo exemplo de amizade, humildade e trabalho.
- Ao Diogo Ribeiro, pelas importantes sugestões dadas no decorrer do trabalho.
- À Diana pela presença e ajuda durante todos estes meses.
- À minha família e a todos os meus amigos que no dia-a-dia aguentam com paciência o meu fascínio pelas pontes.

RESUMO

O principal objectivo da presente dissertação consistiu no estudo do comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico, em vias ferroviárias de alta velocidade. O estudo teve por base a Ponte de Prester, uma ponte metálica de duas vias, tipo “bowstring”, com 138 m de vão e situada na Bélgica, na Linha de Alta Velocidade que liga Bruxelas a Colónia, na Alemanha.

Numa primeira fase, o estudo envolveu a análise da regulamentação em vigor no sentido de perceber quais os principais critérios de dimensionamento de estruturas destinadas ao tráfego ferroviário. As normas deixam clara a importância de verificar três pontos fundamentais: garantia da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros, exigindo-se, para tal, a realização de uma análise dinâmica completa da estrutura. Houve assim necessidade de estudar as várias metodologias de análise dinâmica existentes, nomeadamente as numéricas, as únicas capazes de fornecer resultados satisfatórios dada a complexidade da estrutura a analisar. Dentro das metodologias numéricas recorreu-se aos modelos que simulam a acção do comboio através de cargas móveis.

Desenvolveu-se então um modelo numérico da ponte sem incorporação da via, recorrendo ao programa de cálculo ANSYS, modelo esse que permitiu fazer as análises dinâmicas requeridas pelos regulamentos, pelo método da sobreposição modal. Uma análise modal da ponte revelou a existência de três tipos de modos de vibração vertical: modos globais, que envolvem o movimento conjunto de toda a estrutura, modos intermédios que se devem sobretudo à flexão de grupos de vigas transversais numa flexão típica de laje contínua, e modos locais correspondentes à flexão da chapa do tabuleiro entre vigas transversais. Foram várias as análises dinâmicas realizadas no sentido de perceber quais os parâmetros condicionantes da resposta da estrutura. Foi avaliada a distribuição da resposta (acelerações e deslocamentos máximos) ao longo de todo o comprimento da ponte, bem como a sua distribuição transversal, para algumas secções, numa situação de coeficiente de amortecimento constante. Foi também avaliada a influência da distribuição das cargas pelo tabuleiro por comparação com a aplicação de cargas pontuais. Avaliou-se ainda o efeito de uma definição mais realista dos coeficientes de amortecimento modais da estrutura, em função dos comprimentos de onda a eles associados. Após a obtenção e análise destes resultados procedeu-se à modelação da via, confrontando-se os resultados obtidos neste novo modelo com os anteriores.

Avaliou-se ainda a diferença entre as acelerações registadas sobre a chapa do tabuleiro e as acelerações sobre os elementos estruturais da grelha ortotrópica. Finalmente, avaliou-se o efeito sobre a resposta da ponte de um aumento da rigidez dos elementos estruturais do tabuleiro.

Estas análises descritas, fornecendo as acelerações no tabuleiro, correspondem à verificação do critério geralmente mais restritivo de segurança da via. Procedeu-se então à avaliação da segurança estrutural através da comparação dos deslocamentos estáticos máximos, devidos à passagem de um comboio real, amplificados, com os deslocamentos estáticos máximos obtidos com o modelo LM71. Procedeu-se também a uma avaliação dos esforços nalguns dos elementos estruturais. O conforto dos passageiros foi avaliado por um processo simplificado. Apesar de apenas indicativos, os resultados revelaram um nível Muito Bom de conforto dos passageiros em toda a gama de velocidades considerada.

PALAVRAS-CHAVE: alta velocidade, análise dinâmica, tabuleiro ortotrópico, “bowstring”, ponte

ABSTRACT

The main goal of the present dissertation was the study of the dynamic behaviour of bridges with orthotropic deck, in high speed railways. The study was based on the Prester's Bridge, a two tracks steel bridge, "bowstring" style, with a span of 138m, located in Belgium, on the High Speed Line that links Brussels and Koln, in Germany.

On the first step, this study involved the analysis of the applicable codes of practice, in order to understand the most important criteria of railway traffic structures design. The rules make clear the importance of verifying three fundamental points: guaranteeing the structural safety, the track's safety and the comfort of passengers. Consequently, it was necessary to make a complete dynamic analysis of the structure. It was, then, necessary to study the several existing methodologies of dynamic analysis, namely the numeric methods, the only ones capable to give satisfactory results attending to the complexity of the structure to analyse. Within the numerical methodologies we turned to the models which simulate the action of the train through moving loads.

ANSYS software was used to develop a numerical model of the bridge without directly incorporating the track. This model was the base of all the modal superposition dynamic analyses required. The modal analysis of the bridge revealed three types of vertical vibration modes: global modes, which involve the movement of the whole structure, intermediate modes, which result from the transverse beam groups bending and local modes which are due to the steel plate bending between transverse beams. The first parameters evaluated were the longitudinal and transverse distribution of the maximum dynamic response of the bridge for a constant damping ratio state. It was also analysed the influence of the distribution of the loads by the sleepers influence areas and the consequences of increasing the modal damping ratios by values depending on the wavelength of the referred modes. After these analyses, a new model with explicit track modelation was considered and the dynamic analysis' results obtained with this new model were compared with the previous ones.

Moreover, one other analysis was made in order to evaluate the differences between maximum accelerations in deck's plate points, and maximum accelerations in adjacent structural elements.

The described analyses evaluated maximum accelerations on the deck which correspond to the main tracks safety criterion. The structure's safety was then evaluated by comparing the maximum amplified static displacements obtained with a real train and the maximum static displacements obtained with Load Model 71. The maximum stresses and maximum stresses amplitude in some structural elements were also evaluated. Passengers' comfort was evaluated by a simplified method. Results revealed a Very Good level of passengers comfort for all speeds considered.

KEYWORDS: high speed, dynamic analysis, orthotropic deck, "bowstring", bridge

ÍNDICE DE TEXTO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. ESTUDOS ANTERIORES DE CARÁCTER GERAL	3
1.3. ESTUDOS ANTERIORES RELATIVOS AO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES TIPO “BOWSTRING” E DE TABULEIROS COM ESTRUTURA ORTOTRÓPICA	9
1.4. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS	11
 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES	 15
2.1. INTRODUÇÃO	15
2.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA	15
2.2.1. METODOLOGIAS NUMÉRICAS	16
2.2.1.1. Modelos numéricos com interacção ponte-comboio	16
2.2.1.2. Modelos numéricos com cargas móveis	17
2.3. GERAÇÃO DO MODELO DE CARGAS MÓVEIS NO PROGRAMA ANSYS	17
2.3.1. FASE DE PRÉ-PROCESSAMENTO	17
2.3.1.1. Geração das matrizes de forças modais	17
2.3.1.2. Definição dos parâmetros de entrada da análise transitória	20
2.3.2. FASES DE CÁLCULO E PÓS-PROCESSAMENTO	21
2.3.3. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DE CARGAS ROLANTES	21
2.4. ASPECTOS REGULAMENTARES	22
2.4.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL	23
2.4.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA DA VIA	25
2.4.2.1. Acelerações máximas do tabuleiro	25
2.4.2.2. Deformação vertical máxima do tabuleiro	25
2.4.2.3. Levantamento dos apoios	25
2.4.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO DOS PASSAGEIROS	25
2.5. TIPOLOGIAS DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE	26
 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE PRESTER	 29
3.1. INTRODUÇÃO	29
3.2. A PONTE DE PRESTER	29

3.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	33
3.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO M1	33
3.3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO M2	43
3.3.3. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM INCLUSÃO DA VIA – MCV	44
3.4. ESTUDOS PARAMÉTRICOS	48
3.4.1. VARIAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO GLOBAIS PARA DIFERENTES FLECHAS DO ARCO	48
3.4.2. VARIAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO GLOBAIS PARA DIFERENTES RIGIDEZES AXIAIS DO ARCO	49
4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER	53
4.1. INTRODUÇÃO	53
4.2. RESPOSTA DINÂMICA DA PONTE AO LONGO DA DIRECÇÃO LONGITUDINAL SEM CONSIDERAÇÃO DA VIA E COM COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO CONSTANTE ($\zeta = 0,5\%$)	54
4.2.1. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DOS RESULTADOS PARA SITUAÇÃO DE CARGA PONTUAL	54
4.2.2. COMPORTAMENTO DA EXTREMIDADE DA PONTE	66
4.2.3. AGRAVAMENTO DAS ACELERAÇÕES AO NÍVEL DOS VÃOS ENTRE CARLINGAS	69
4.2.4. AGRAVAMENTO DAS ACELERAÇÕES PARA VELOCIDADES A PARTIR DOS 450KM/H	70
4.2.5. RESPOSTA DA PONTE EM FUNÇÃO DA TIPOLOGIA DOS MODOS CONSIDERADOS NA ANÁLISE	73
4.2.6. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA	79
4.3. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DA RESPOSTA DINÂMICA DA PONTE SEM CONSIDERAÇÃO DA VIA E COM AMORTECIMENTO CONSTANTE ($\zeta = 0,5\%$)	79
4.4. EFEITO DA DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DAS CARGAS	84
4.4.1. PROCESSO DE DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO	84
4.4.2. RESULTADOS LONGITUDINAIS OBTIDOS	86
4.4.3. JUSTIFICAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	88
4.5. ANÁLISE LONGITUDINAL SEM CONSIDERAÇÃO DA VIA E COM AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS	92
4.6. RESPOSTA DINÂMICA DA PONTE COM INCORPORAÇÃO EXPLÍCITA DA VIA	94
4.6.1. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DOS RESULTADOS PARA SITUAÇÃO DE COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO CONSTANTE ($\zeta=0,5\%$)	95
4.6.2. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DOS RESULTADOS COM CONSIDERAÇÃO DE AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS	95
4.7. RELAÇÃO ENTRE ACELERAÇÕES MÁXIMAS NA CHAPA METÁLICA E ACELERAÇÕES MÁXIMAS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS LINEARES	96

4.8. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DOS 3 PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO TABULEIRO: LONGARINAS, CARLINGAS E VIGAS LATERAIS DE GRANDE RIGIDEZ	99
4.8.1. INFLUÊNCIA DO AUMENTO DE RIGIDEZ DAS LONGARINAS	100
4.8.2. INFLUÊNCIA DO AUMENTO DE RIGIDEZ DAS CARLINGAS	103
4.8.3. INFLUÊNCIA DO AUMENTO DE RIGIDEZ DAS VIGAS LATERAIS	106
4.9. CONCLUSÕES	109
 5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE PRESTER	 113
5.1. INTRODUÇÃO	113
5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL	114
5.2.1. AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS ESTÁTICOS MAJORADOS	114
5.2.2. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS PENDURAI	116
5.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA VIA	119
5.3.1. ACELERAÇÕES VERTICAIS DO TABULEIRO	119
5.3.2. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO	119
5.3.3. LEVANTAMENTO DOS APOIOS	120
5.3.4. DEFORMABILIDADE LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DO TABULEIRO. DEFORMABILIDADE DA VIA POR TORÇÃO	120
5.4. CONFORTO DOS PASSAGEIROS	120
5.5. CONCLUSÕES	121
 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 123
6.1. CONCLUSÕES	123
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	128

ÍNDICE DE FIGURAS

1. INTRODUÇÃO

Fig. 1.1 – Evolução do tráfego na rede de alta velocidade ferroviária na Europa entre 1991-2001 (Silva, 2005)	2
Fig. 1.2 – Rede Europeia de Alta Velocidade prevista para 2020 (Silva, 2005)	2
Fig. 1.3 – Ligações ferroviárias entre Portugal e Espanha (RAVE, 2007)	3
Fig. 1.4 – Modelo de cargas LM71	5
Fig. 1.5 – Função transferência do balastro (Ribeiro, 2004)	6
Fig. 1.6 – Deslocamentos laterais das travessas após 500 ciclos de aceleração para diferentes amplitudes e frequências (Zacher e Baeßler, 2005)	6
Fig. 1.7 – Gráfico das ondas de aceleração indicando zonas de grandes acelerações (Norris, 2005)	7
Fig. 1.8 – Descrição do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2)	8
Fig. 1.9 – Alteração do comportamento da estrutura com e sem medida de mitigação (Braga, 2003)	9

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES

Fig. 2.1 – Modelo estrutural de uma carruagem de comboio para implementação em modelos de análise dinâmica com interacção ponte-comboio (Goicolea, 2005)	16
Fig. 2.2 – Função de forma (adaptado de EN1991-2)	18
Fig. 2.3 – Resultados do exemplo da bibliografia	22
Fig. 2.4 – Resultados obtidos com o modelo de cargas gerado	22
Fig. 2.5 – Fluxograma adaptado da norma EN1991-2	23
Fig. 2.6 – Deflexão vertical máxima para pontes ferroviárias com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados, para $b_v' = 1\text{m/s}^2$ (EN1990-AnnexA2)	26
Fig. 2.7 – Comboios articulados	27
Fig. 2.8 – Comboios convencionais	27

Fig. 2.9 – Comboios regulares	27
-------------------------------	----

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE PRESTER

Fig. 3.1 – Rede de Alta Velocidade Belga	30
Fig. 3.2 – Ponte de Prester	30
Fig. 3.3 – Alçado da Ponte de Prester	31
Fig. 3.4 – Primeiro nível de organização estrutural: caminho das cargas	31
Fig. 3.5 – Pendurais para suspensão do tabuleiro	32
Fig. 3.6 – Segundo nível de organização estrutural: tabuleiro ortotrópico, no vão e numa das extremidades (reforço)	32
Fig. 3.7 – Secção transversal do tabuleiro e passadiço (mm)	33
Fig. 3.8 – Modelo numérico M1	34
Fig. 3.9 – Concordância da mesh do modelo M1 com os alinhamentos longitudinais relevantes	36
Fig. 3.10 – Primeiros 10 modos de vibração obtidos	37
Fig. 3.11 – Exemplos de modos globais	40
Fig. 3.12 – Exemplos de modos intermédios	40
Fig. 3.13 – Exemplos de modos locais	41
Fig. 3.14 – Frequência m função do número de ordem do modo de vibração	42
Fig. 3.15 – Exemplos de modos locais calculados no intervalo de frequências dos 30Hz aos 60Hz (modos 920 e 1790)	42
Fig. 3.16 – Comparação das frequências calculadas com os modelos M1 e M2 em função do número de ordem dos modos	44
Fig. 3.17 – Distribuição transversal regulamentar das cargas transmitidas pelas travessas ao balastro (EN1991-2)	45
Fig. 3.18 – Modelo numérico da ponte com via (MCV)	47
Fig. 3.19 – Comparação das frequências em função do	

número de ordem do modo, para os modelos M1 e MCV	47
Fig. 3.20 – Modos de flexão vertical e modos de torção em função da relação flecha/vão	48
Fig. 3.21 – Modos transversais do arco e do tabuleiro em função da relação flecha/vão	49
Fig. 3.22 – Modos de flexão e de torção do tabuleiro em função da rigidez axial do arco	50
Fig. 3.23 – Modos transversais do arco e do tabuleiro em função da rigidez axial do arco	50
 4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER	
Fig. 4.1 – Distribuição longitudinal dos eixos do comboio articulado Thalys	54
Fig. 4.2 – Longarina em que se controla a resposta dinâmica	54
Fig. 4.3 – Pontos em análise	55
Fig. 4.4. Envolvente de deslocamento para algumas velocidades de circulação	56
Fig. 4.5. Envolvente de acelerações para algumas velocidades de circulação	59
Fig. 4.6 – Deslocamentos dinâmicos ($V=510\text{km/h}$) e estáticos a meio vão da ponte	62
Fig. 4.7 – Envolventes de deslocamentos a) ascendentes e b) descendentes em função da posição longitudinal do tabuleiro e da velocidade de circulação	63
Fig. 4.8 – Envolventes de acelerações a) ascendentes e b) descendentes em função da posição longitudinal do tabuleiro e da velocidade de circulação	64
Fig. 4.9 – Envolventes de acelerações nas extremidades a) de entrada e b) de saída da ponte em função da velocidade do comboio	66
Fig. 4.10 – Envolvente de FFTs relativos a acelerações em a) $Y=0,000\text{m}$, b) $Y=0,619\text{m}$ e c) $Y=138,044\text{m}$	67
Fig. 4.11 – Modos locais de extremidade: modo 89 (à esquerda) e modo 153 (à direita)	68
Fig. 4.12 – Acelerações nos vãos entre carlingas vs acelerações sobre as carlingas	69
Fig. 4.13 – Análise da resposta em acelerações no domínio da frequência: carlingas vs vão entre carlingas	69
Fig. 4.14 – Pontos em que foram obtidas as maiores respostas para	

velocidades superiores a 450km/h	70
Fig. 4.15 – Envolvente de acelerações em função da velocidade de circulação do comboio	70
Fig. 4.16 – Envolvente de FFTs das acelerações para várias gamas de velocidades	71
Fig. 4.17 – Pormenorização da envolvente de FFTs para velocidades de circulação entre os 460km/h e os 510km/h	72
Fig. 4.18 – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos	74
Fig. 4.19 – Comparação da resposta dinâmica da ponte para diferentes níveis de simplificação do tabuleiro	79
Fig. 4.20 – Distribuição transversal dos deslocamentos máximos para várias secções (V=350km/h)	81
Fig. 4.21 – Distribuição transversal das acelerações máximas para várias secções (V=350km/h)	81
Fig. 4.22 – Erro presente na avaliação dos deslocamentos e das acelerações máximas em função da velocidade de circulação	82
Fig. 4.23 – Distribuição transversal de acelerações máximas para Y=69,022m e V=370km/h	83
Fig. 4.24 – FFTs no ponto de coordenadas X=3,42m e Y=69,022m para V=370km/h	84
Fig. 4.25 – Modo de torção (17º modo)	84
Fig. 4.26 – Degradação das cargas verticais através do balastro	85
Fig. 4.27 a) – Envolvente de deslocamentos com e sem distribuição das cargas	86
Fig. 4.27 b) – Envolvente de acelerações com e sem distribuição das cargas	87
Fig. 4.28 – Diferenças relativas entre acelerações e deslocamentos com e sem consideração de distribuição das cargas	87
Fig. 4.29 – Participação modal na resposta da ponte com e sem distribuição das cargas verticais	88
Fig. 4.30 – Força modal em função da distância percorrida pelo comboio	90
Fig. 4.31 – Valores máximos e mínimos das forças modais com e sem carga distribuída, em função do número de ordem do modo	91
Fig. 4.32 – Valor acumulado das diferenças entre forças modais máximas com e sem distribuição da carga	92

Fig. 4.33 – Coeficientes de amortecimento modais para ponte sem via	93
Fig. 4.34 – Envolvente de acelerações para $V=270\text{km/h}$	94
Fig. 4.35 – Envolvente de acelerações para $V=250\text{km/h}$	95
Fig. 4.36 – Coeficientes de amortecimento modais para ponte com via	95
Fig. 4.37 – Envoltentes de deslocamentos e acelerações máximos para $V=270\text{km/h}$	96
Fig. 4.38 – Distribuição das acelerações no instante em que se atinge a aceleração máxima	97
Fig. 4.39 – Distribuição a) em planta e b) transversal das acelerações no instante em que se atinge a aceleração máxima	97
Fig. 4.40 – Distribuição, em planta e perspectiva, das acelerações no instante em que se atingem as acelerações máximas na situação de modelo do tabuleiro com mais simplificações	98
Fig. 4.41 – Vãos a vencer pela chapa, na realidade e no modelo numérico desenvolvido	98
Fig. 4.42 – Frequências atingidas com e sem rigidificação do tabuleiro em função do número de ordem do modo	99
Fig. 4.43 – Afastamento entre frequências atingidas com e sem rigidificação do tabuleiro em função do número de ordem do modo considerado	99
Fig. 4.44 – Envolvente de deslocamentos para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$ na situação de aumento de rigidez das longarinas	101
Fig. 4.45 – Envolvente de acelerações para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$ na situação de aumento de rigidez das longarinas	102
Fig. 4.46 – Envolvente de deslocamentos para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$ na situação de aumento de rigidez das carlingas	104
Fig. 4.47 – Envolvente de acelerações para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$ na situação de aumento de rigidez das carlingas	105
Fig. 4.48 – Envolvente de deslocamentos para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$ na situação de aumento de rigidez das vigas laterais	107
Fig. 4.49 – Envolvente de acelerações para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$ na situação de aumento de rigidez das vigas laterais	108

5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE PRESTER

Fig. 5.1 – Deslocamentos estáticos e dinâmicos verticais máximos devidos à passagem do Thalys	114
Fig. 5.2 – Amplificação dinâmica numa via perfeita em função da posição longitudinal	115
Fig. 5.3 – Carregamento da estrutura com o LM71	116
Fig. 5.4 – Envolvente dos deslocamentos estáticos majorados	116
Fig. 5.5 – Numeração dos tirantes analisados	117
Fig. 5.6 – Acréscimos de tensões de compressão e de tracção máximos em cada pendural	118
Fig. 5.7 – Amplitudes de tensões axiais máximas em cada tirante	118
Fig. 5.8 – Acelerações registadas em alguns pontos do tabuleiro em função da velocidade de circulação considerada	119
Fig. 5.9 – Nível de conforto proporcionado pela ponte	121

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

ÍNDICE DE QUADROS

1. INTRODUÇÃO

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES

Quadro 2.1 – Nível de conforto em função da aceleração no interior das carruagens 26

Quadro 2.2 – Comboios de alta velocidade reais 28

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE PRESTER

Quadro 3.1 – Alinhamentos longitudinais considerados 35

Quadro 3.2 – Alinhamentos transversais considerados 35

Quadro 3.3 – Características mecânicas dos elementos estruturais modelados com BEAM44 37

Quadro 3.4 – Descrição dos 20 primeiros modos de vibração 39

Quadro 3.5 – Frequências dos primeiros 20 modos de flexão vertical 41

Quadro 3.6 – Alinhamentos longitudinais a respeitar no modelo M2 43

Quadro 3.7 – Dimensões dos modelos de elementos finitos M1 e M2 43

Quadro 3.8 – Características dos elementos da via (Ribeiro, 2007) 44

Quadro 3.9 – Coordenadas X_i dos nós abarcados pela largura de influência das travessas 45

Quadro 3.10 – Rigidez vertical das molas simuladoras do balastro 46

4. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER

Quadro 4.1 – Posicionamento longitudinal e descrição dos pontos em análise 55

Quadro 4.2 – Pontos usados nas análises no domínio da frequência 65

Quadro 4.3 – Frequências de excitação dos modos locais de extremidade 67

Quadro 4.4 – Frequências de ressonância para $V \geq 450 \text{ km/h}$ 72

Quadro 4.5 – Grupos principais de modos de flexão vertical 73

Quadro 4.6 – Coordenadas transversais dos pontos em análise	80
Quadro 4.7 – Secções transversais em análise	80
Quadro 4.8 – Aumento da rigidez das longarinas	100
Quadro 4.9 – Aumento da rigidez das carlingas	103
Quadro 4.10 – Aumento da rigidez das vigas laterais	106
Quadro 4.11 – Velocidades máximas (km/h) para as quais é respeitado o limite de segurança na via ($a < 3,5 \text{ m/s}^2$)	111

5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE PRESTER

Quadro 5.1 – Deflexões admissíveis em função do nível de conforto pretendido	120
--	-----

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Neste princípio de século XXI é inegável que caminhamos para um mercado cada vez mais global, em que a circulação de dados, pessoas e mercadorias ultrapassa definitivamente os limites geográficos de cada país. Na Europa, entre os países que constituem a União Europeia, esta realidade converge com o objectivo de constituição de uma Nação Europeia, com um mercado único e livre, sem fronteiras nem barreiras à circulação referida. Não admira pois que a União Europeia tenha vindo a despende um grande esforço e recursos no sentido de desenvolver as tecnologias de informação (circulação de dados) e as redes de circulação e transportes (circulação de passageiros e mercadorias).

De entre os vários modos de transporte existentes, o ferroviário surge na Europa, no início deste século XXI como o principal modo de transporte do século, realidade já percepcionada nos EUA há algumas décadas e para a qual os EUA se encontram já melhor preparados. De facto, o caminho-de-ferro, que nas últimas décadas tinha vindo a perder influência e cota de mercado no Velho Continente, aparece agora com grande potencial, alimentado pelo “admirável mundo novo” da alta velocidade que se vai implementando um pouco por toda a Europa, permitindo que o comboio volte a ser utilizado em grande escala, em trajectos onde as linhas aéreas e as auto-estradas haviam suplantado há muito o modo ferroviário. Citando a ex-Comissária Europeia dos Transportes e Energia, Loyola De Palácio, “o caminho-de-ferro será o modo de transporte do século XXI... se sobreviver ao século XX”. (Antunes, 2005)

As vantagens do transporte ferroviário, comparativamente com outros meios de transporte, prendem-se nomeadamente com motivos:

- Económicos: baixos custos de transporte e baixos gastos energéticos;
- Ecológicos: baixas emissões de gases nocivos para a atmosfera, que sustentam a opinião da esmagadora maioria dos estudos científicos e de impacte ambiental que defendem ser este o meio de transporte que gera menos impactos ambientais;
- Segurança: nível reduzidíssimo de acidentes verificados;
- Conforto: nível de conforto para os passageiros muito acima da média.

A nível europeu a primeira linha de alta velocidade foi construída em França em 1981, ligando as cidades de Paris e Lyon, num total de 410 km que podiam ser percorridos a velocidades até 270 km/h. Desde então não parou de se expandir compreendendo actualmente países como a Alemanha, Itália, Espanha, Holanda, Bélgica, Reino Unido e outros (ver Figura 1.1).

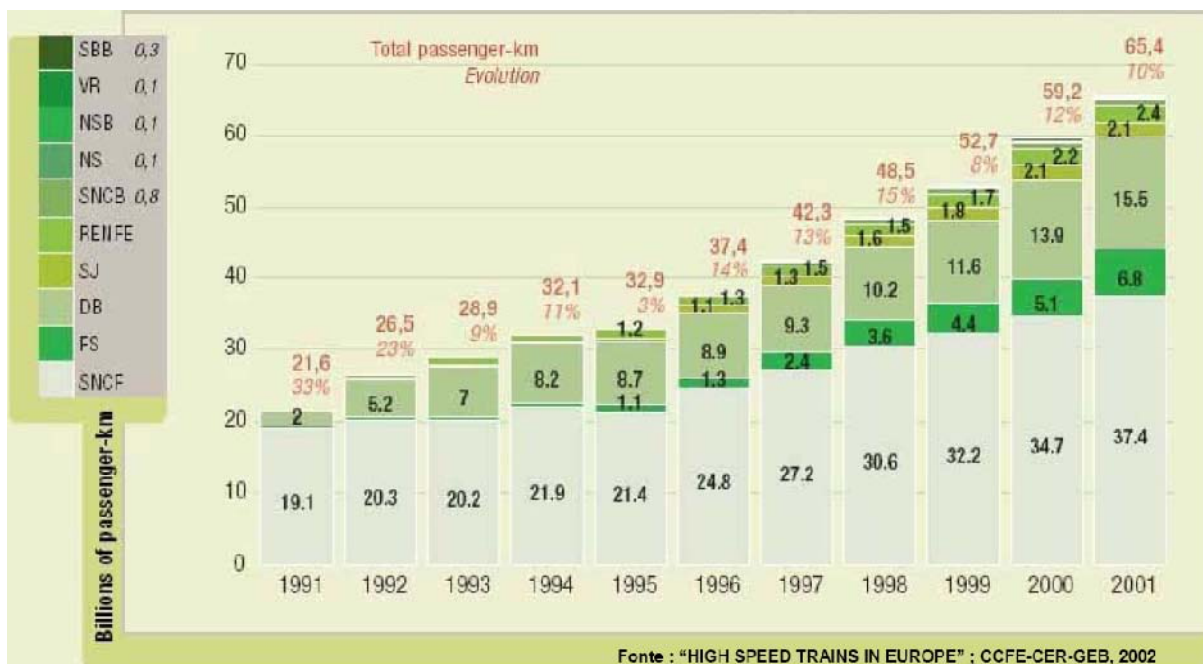


Fig. 1.1 – Evolução do tráfego na rede de alta velocidade ferroviária na Europa entre 1991-2001 (Silva, 2005)

Estima-se que em 2020 a Rede Europeia de Alta Velocidade venha a compreender cerca de 10000km de linha (ver Figura 1.2).



Fig. 1.2 – Rede Europeia de Alta Velocidade prevista para 2020 (Silva, 2005)

Em Portugal procurou-se na última década do século XX modernizar e reabilitar as vias existentes e procura-se agora no início do século XXI concretizar a implementação de uma rede de alta velocidade que permita efectuar a ligação a Espanha e desta forma à rede europeia. Nesse sentido, foram acordadas na XIX Cimeira Ibérica de 7 e 8 de Novembro de 2003 na Figueira da Foz, 4 ligações a Espanha: Lisboa-Madrid, Porto-Vigo, Aveiro-Salamanca e Faro-Huelva (Figura 1.3). Esse compromisso foi reafirmado pelo Governo Português no âmbito da XXI Cimeira Ibérica que decorreu em Évora a 18 e 19 de Novembro de 2005. (RAVE, 2007)



Fig. 1.3 – Ligações ferroviárias entre Portugal e Espanha (RAVE, 2007)

1.2. ESTUDOS ANTERIORES DE CARÁCTER GERAL

O aumento das velocidades de circulação nas vias de alta velocidade tem sido de aproximadamente 100 km/h por década. Esse aumento acarreta consigo o aumento dos efeitos dinâmicos sobre as pontes, nomeadamente os efeitos de ressonância, que se manifestam sobretudo para velocidades acima dos 200 km/h. Esses efeitos de amplificação ocorrem para as velocidades ditas de ressonância, $v_{\text{ressonância}}$, velocidades para as quais os eixos de um dado comboio, espaçados de D , passam sobre a estrutura com uma frequência coincidente com alguma frequência natural, n_i , da ponte ou com alguma frequência submúltipla desta:

$$v_{\text{ressonância}} = \frac{D \times n_i}{j}, \quad \text{com} \quad j = 1, 2, 3 \dots \quad (1.1)$$

Assim sendo, as soluções estruturais têm de atender a um conjunto de exigências diferentes daquelas que são normalmente especificadas para pontes em vias convencionais. Essas novas exigências

prendem-se com a segurança estrutural (amplificação dinâmica e fadiga), com a segurança da via e com o conforto dos passageiros.

A estas exigências acrescem-se ainda, no âmbito da União Europeia, as exigências de interoperabilidade estabelecidas para a rede europeia de alta velocidade, as TSI (Technical Specifications of Interoperability) cuja aplicação é, desde 30 de Novembro de 2002, obrigatória para todos os Países Membros, e que permitem que no futuro qualquer veículo ferroviário possa circular por toda a Europa sem ter de se sujeitar a obstáculos físicos, técnicos (estrangulamentos) ou burocráticos. A título de exemplo, sobre estas restrições, refira-se que neste momento a bitola (distância entre carris numa mesma via) é diferente em Portugal e no resto da Europa, o que representa um obstáculo técnico relevante.

Todas estas novas exigências têm sido acompanhadas pelos departamentos competentes da Comissão Europeia estando actualmente regulamentada toda a metodologia para a análise dinâmica de pontes sujeitas à acção de tráfego ferroviário de alta velocidade. Essa metodologia deve ser aplicada quer no dimensionamento de novas estruturas, quer na análise de estruturas já existentes, em troços de linhas que se pretendam ver aproveitados para futuras linhas de alta velocidade. Para perceber a actual regulamentação é importante, no entanto, fazer referência às principais evoluções nesta matéria ao longo do tempo.

O comportamento dinâmico das pontes sob acção de tráfego ferroviário é estudado desde meados do século XIX, tendo os primeiros trabalhos sido desenvolvidos após uma série de colapsos de pontes em Inglaterra. Desde então, e até ao início do século XX foram adoptados diferentes coeficientes de amplificação dinâmica a ser utilizados no dimensionamento de pontes ferroviárias, coeficientes esses que tinham em comum a tendência para diminuírem com o aumento do vão da ponte. Já na década de 70 do século XX foram desenvolvidos vastos estudos pela UIC (União Internacional dos Caminhos de Ferro – Union Internationale des Chemins de Fer – International Union of Railways) e pela ORE que culminaram na determinação, em 1979, da seguinte expressão para o coeficiente de amplificação dinâmica:

$$1 + \varphi' = 1 + \varphi' + \lambda \times \varphi'' \quad (1.2)$$

Nesta expressão φ' é a parcela da amplificação dinâmica correspondente a uma via perfeita, φ'' é a parcela correspondente às irregularidades da via e λ é um coeficiente que tem em conta o nível de manutenção da mesma. Os valores de φ' e de φ'' dependem da velocidade do comboio, v , da frequência fundamental de vibração vertical da estrutura, n_0 , e do comprimento de deformabilidade do elemento estrutural, L_Φ .

Posteriormente, ainda no sentido de simplificar e uniformizar os cálculos no dimensionamento de pontes ferroviárias, a UIC procurou um modelo de cargas capaz de ser envolvente dos efeitos-estáticos

de um determinado conjunto de comboios-tipo. Esse modelo de cargas então desenvolvido passou a ser designado *Load Model 71*, ou abreviadamente, *LM71* (Figura 1.4).

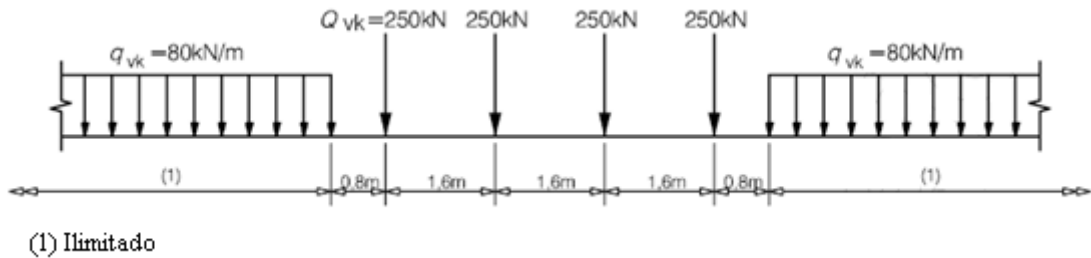


Fig. 1.4 – Modelo de cargas LM71

Foi, de seguida, determinado um coeficiente dinâmico, Φ , que multiplicado pelos efeitos estáticos devidos ao modelo LM71 pretendia ser envolvente dos efeitos dinâmicos totais produzidos pelo conjunto dos comboios reais. Esta metodologia mostrou-se, durante mais de uma década, adequada para ter em conta os efeitos dinâmicos resultantes da circulação ferroviária. No entanto acabou por se começar a revelar inadequada perante o aumento das velocidades e comprimentos dos comboios em circulação, progressos esses que levaram ao aparecimento dos já referidos fenómenos de ressonância.

Foi então formada pela UIC uma comissão de especialistas (D214) do ERRI (European Rail Research Institute) com o objectivo de estudar e estabelecer os procedimentos de análise que permitissem prever e mitigar os efeitos de ressonância. Foram vários os aspectos investigados e desenvolvidos pela comissão e publicados, em 2001, no relatório final (ERRI D214/RP9, 2001). (Ribeiro, 2004)

Os desalinhamentos da via, devidos a migrações laterais do balastro, verificados nalguns casos particulares de pontes com vãos inferiores a 20 m, foram finalmente explicados pela referida comissão. Esses fenómenos de instabilidade devem-se a acelerações excessivas do tabuleiro e iniciam-se para acelerações entre os 7m/s^2 e 8m/s^2 , acarretando problemas para a segurança de circulação e implicando elevados gastos com a manutenção da via. No estudo do problema foram realizados ensaios em laboratório de troços de via balastrada, submetida a frequências de vibração entre os 2 e os 20 Hz. Definiu-se uma função de transferência que relaciona a aceleração medida no interior da camada de balastro (B_a) com a aceleração medida na base da camada (B_m), em função da frequência de excitação (f) e da aceleração vertical do tabuleiro (a) (ver Figura 1.5). Concluiu-se que para evitar este fenómeno de instabilidade era necessário limitar as acelerações verticais do tabuleiro e definir o intervalo de frequências a considerar na análise. Foi então fixado um valor máximo de acelerações admissíveis de $3,5\text{m/s}^2$ para vias balastradas e 5m/s^2 para vias não balastradas. Face ao rápido aumento da função de transferência com a frequência de vibração o limite superior das frequências a considerar nas análises foi definido em 30 Hz.

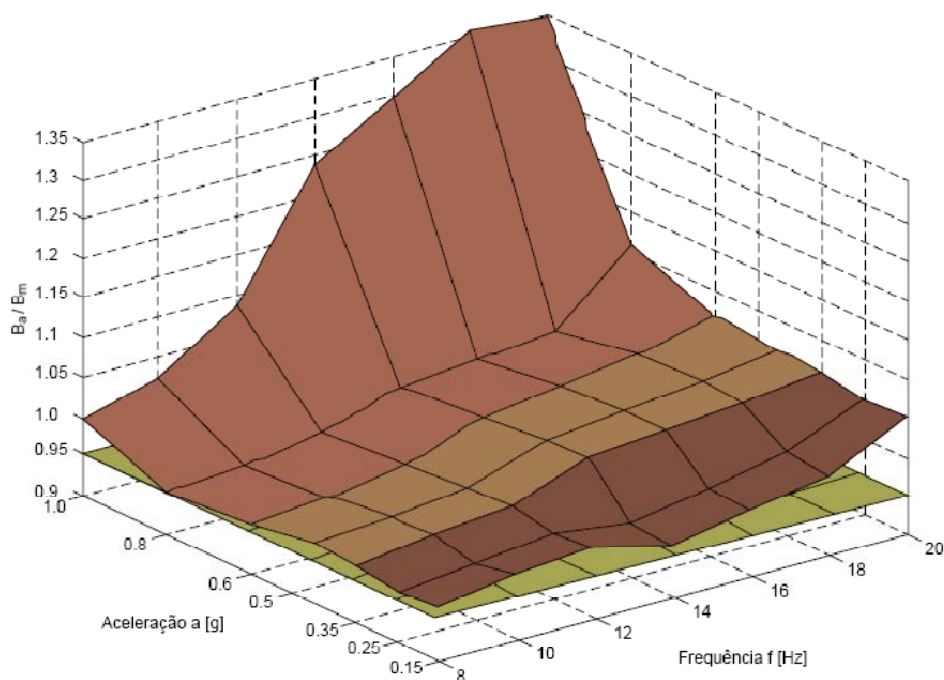


Fig. 1.5 – Função transferência do balastro (Ribeiro, 2004)

No entanto, estes valores limites de acelerações resultam da aplicação de um coeficiente de segurança de 2 e têm sido considerados como demasiado conservativos por alguns estudiosos. Zacher e Baeßler realizaram exaustivos ensaios em laboratório, sobre camadas de balastro, sujeito a diferentes níveis de confinamento, a vários níveis de acelerações do tabuleiro e a diferentes frequências e amplitudes de vibração, tendo concluído que esse limite pode ser, em alguns casos, definido com base num coeficiente de segurança de apenas 1,3, o que levaria a limites admissíveis de $5,5 \text{ m/s}^2$ para vias balastradas e de $7,5 \text{ m/s}^2$ para vias sem balastro. Na Figura 1.6 encontram-se ilustrados alguns dos resultados obtidos por estes investigadores, verificando-se que os deslocamentos laterais de travessas colocadas sobre camadas de balastro sujeitas a vibrações, em várias gamas de frequência, aumentam significativamente para acelerações máximas superiores a $5,5 \text{ m/s}^2$, valor de referência assinalado na figura:

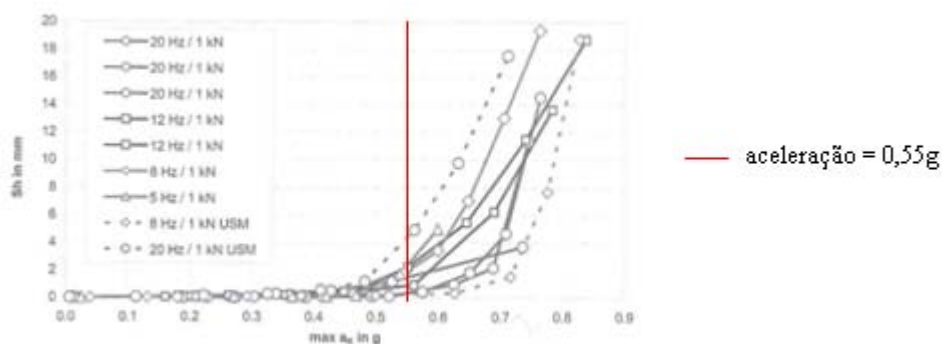


Fig. 1.6 – Deslocamentos laterais das travessas após 500 ciclos de aceleração para diferentes amplitudes e frequências (Zacher e Baeßler, 2005)

Também Norris, no âmbito do projecto de Modernização da Linha da Costa Oeste no Reino Unido, sugere limites menos conservativos, com base em inúmeros ensaios experimentais e monitorizações de mais de uma centena de estruturas: 5m/s^2 para a generalidade das pontes balastradas e 6m/s^2 para pontes balastradas com maior amortecimento ou sem frequências naturais coincidentes com as frequências de carga geradas pelos comboios em circulação. O mesmo autor sugere ainda um limite de 10m/s^2 para picos de aceleração locais sem carácter cíclico (ver Figura 1.7) e que não afectem áreas superiores à área de influência de duas travessas ($\approx 1,2\text{ m}$).

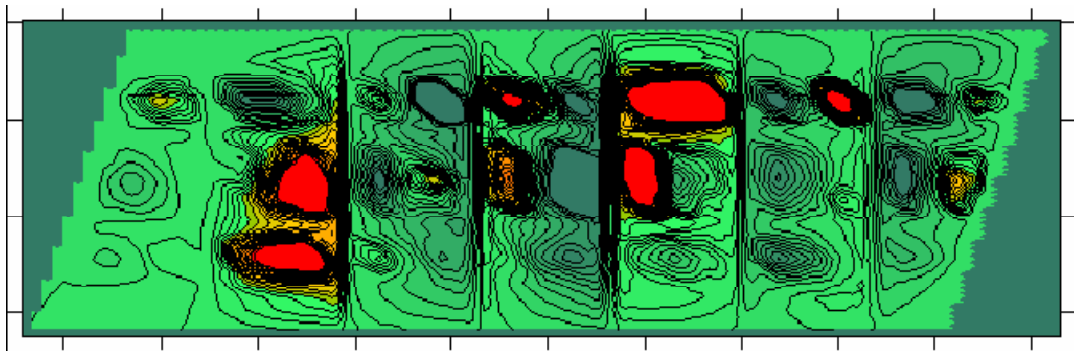
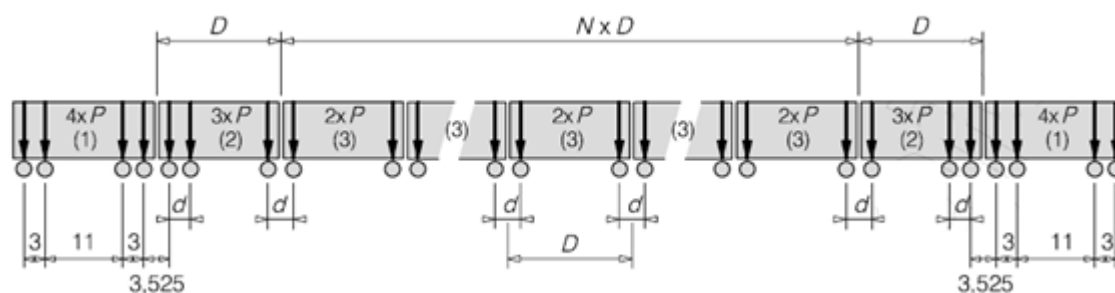


Fig. 1.7 – Gráfico das ondas de aceleração indicando zonas de grandes acelerações (Norris, 2005)

A comissão D214 do ERRI procurou também definir comboios universais cujos efeitos dinâmicos fossem envolventes dos efeitos dinâmicos dos comboios reais que circulam actualmente ou possam vir a circular no futuro na rede europeia de alta velocidade. Foi inicialmente criado o modelo de cargas UNIV-A. Este modelo foi criado a partir do comboio EUROSTAR, fazendo variar a distância entre eixos, D , de 18 m a 27 m, e considerando que este circula sobre uma ponte constituída unicamente por vãos simplesmente apoiados. Inicialmente este modelo criava uma envolvente dos efeitos dinâmicos de todos os comboios de alta velocidade, com excepção do TALGO e do VIRGIN, pelo que, se procedeu à sua alteração, no sentido de ser envolvente também dos efeitos dinâmicos induzidos por estes comboios. Foi a nova envolvente assim definida que integrou o Eurocódigo. Esta envolvente, porém, mostrou-se deficiente em relação a dois aspectos: não permitia identificar o comboio real condicionante para um qualquer ponto da envolvente e era apenas aplicável a pontes simplesmente apoiadas, não contemplando as estruturas contínuas. Assim, procurou-se desenvolver um modelo que suprimisse as insuficiências descritas. Desta busca resultou o modelo HSLM-A formado por 10 comboios universais com afastamentos dos eixos entre os 18m e os 27m, com cargas por eixos definidas de forma a satisfazer as envolventes dos efeitos dinâmicos de todos os comboios actualmente existentes nas linhas de alta velocidade europeias (ver Figura 1.8). Esse modelo deverá ser usado para

a determinação dos efeitos dinâmicos de todos os tipos de pontes excepto das pontes simplesmente apoiadas com vão inferior a 7 m para as quais foi desenvolvido um modelo específico, o HSLM-B.



Comboio Universal	Número de carruagens intermédias N	Comprimento das carruagens D [m]	Espaçamento entre os eixos de um bogie d [m]	Carga por eixo P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Fig. 1.8 – Descrição do modelo de cargas HSLM-A (EN1991-2)

A comissão D214 estudou também a validade da parcela de amplificação dinâmica devido às irregularidades, φ'' , perante os maiores comprimentos dos comboios de alta velocidade e o menor amortecimento das estruturas modernas, tendo concluído que esta parcela mantém a sua validade.

Para além disso esta comissão destacou ainda a importância de avaliar o dano de fadiga para situações em que ocorrem ressonâncias da estrutura, em virtude do aumento da amplitude e do número de ciclos de tensão a que a estrutura é submetida, aspecto também salientado por diversos investigadores, como Frýba.

No que se refere ao conforto dos passageiros os limites actualmente definidos na EN1990-AnnexA2 (2005) resultam do trabalho da comissão D190 do ERRI sendo os níveis de conforto Muito Bom, Bom e Aceitável associados a acelerações no interior das carruagens inferiores a 1 m/s^2 , $1,3 \text{ m/s}^2$ e 2 m/s^2 , respectivamente. A mesma norma apresenta um método simplificado que relaciona os referidos valores limite de acelerações no interior das carruagens com o vão L da ponte e com a flecha produzida pelo modelo de cargas $LM71$, majorada pelo respectivo coeficiente dinâmico.

Finalmente, importa referir o trabalho desenvolvido por Goicolea, no sentido de alertar para a importância da verificação do levantamento dos apoios em pontes, levantamento esse que pode surgir em virtude das vibrações provocadas pela passagem dos comboios de alta velocidade. O mesmo autor

sugere um coeficiente, ϕ_{min} , para avaliação, em projecto, da possibilidade de ocorrência de levantamento:

$$\phi_{min} = 2 \times f_e - \phi_r \quad (1.3)$$

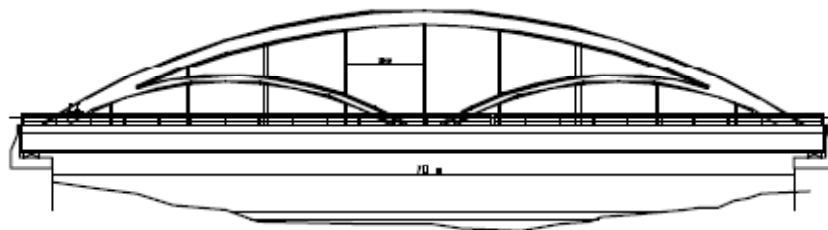
com f_e igual à relação entre a resposta estática de um comboio real e a obtida com o modelo de cargas LM71 e ϕ_r igual à relação entre a resposta dinâmica máxima e a resposta estática máxima para o mesmo comboio. A condição de não levantamento dos apoios será então $\phi_{min} \geq 0$. (Goicolea, 2004)

1.3. ESTUDOS ANTERIORES RELATIVOS AO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES TIPO “BOWSTRING” E DE TABULEIROS COM ESTRUTURA ORTOTRÓPICA

Entre os vários tipos de pontes existentes nas linhas europeias de alta velocidade encontramos as pontes tipo “bowstring”, das quais a Ponte de Prester, em estudo neste trabalho, é um bom exemplo. Ao contrário das pontes convencionais, nestas pontes o factor de amplificação dinâmica para deslocamentos verticais não é uniforme, tendo geralmente valores baixos a meio vão e máximos sensivelmente a um quarto do vão, decorrentes de uma resposta dominada pelo modo de flexão hemi-simétrico. Este modo, típico de pontes com estrutura superior em arco, caracteriza-se por um ponto de inflexão da curvatura situado a meio vão, ponto esse que corresponde no fundo a um apoio indirecto, aproximando-se a ponte de uma estrutura contínua de dois vãos.

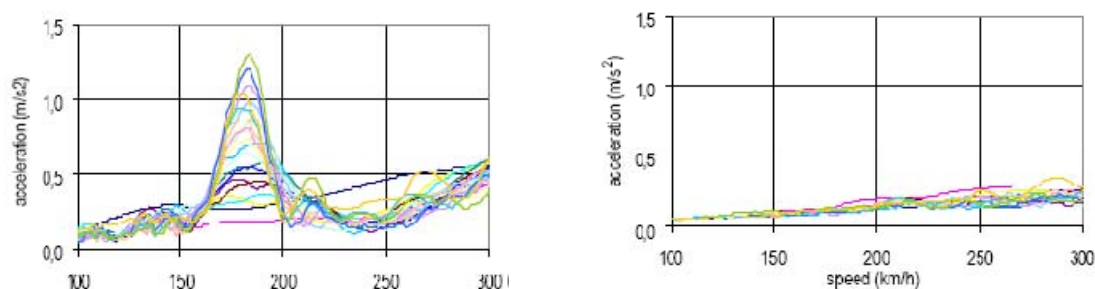
Vários estudos têm sido desenvolvidos no sentido de aprofundar o conhecimento sobre este tipo de pontes e definir formas de mitigar as suas respostas menos eficientes. Um estudo recente de Van Bogaert e De Pauw (2005), procurou comparar o comportamento de pontes bowstring com tirantes convergentes e tirantes verticais tendo concluído que, apesar de as pontes com tirantes convergentes apresentarem em geral maiores momentos nos arcos, essa diferença pode ser negligenciada para pontes de pequeno e médio vão.

Outro estudo, de especialistas italianos entre os quais Franco Braga, avalia e apresenta uma interessante medida de mitigação dos elevados deslocamentos e acelerações destas pontes a um quarto de vão, mediante a introdução de múltiplos arcos interiores como ilustrado na Figura 1.9. Esta medida é particularmente eficiente na redução das acelerações das pontes de médio e grande vão.



a) Alçado de uma Multiple Arch “Bowstring” Bridge

Fig. 1.9 – Alteração do comportamento da estrutura com e sem medida de mitigação (Braga, 2003)



a) Nível de acelerações no interior das carruagens na ponte sem múltiplos arcos

b) Nível de acelerações no interior das carruagens na ponte com múltiplos arcos

Fig. 1.9 – Alteração do comportamento da estrutura com e sem medida de mitigação (Braga, 2003) (continuação)

No que se refere à problemática da resposta dinâmica de tabuleiros ortotrópicos, poucos trabalhos têm sido desenvolvidos nos últimos anos, sendo evidente a falta de regulamentação dedicada a este tipo específico de tabuleiros. Deve-se, no entanto, destacar, pelo carácter metódico e abrangente, o trabalho de Antonio Carnerero Ruiz, desenvolvido na Universidade Politécnica de Madrid, em 2007. Nesse mesmo trabalho são feitos vários estudos paramétricos, no sentido de perceber quais os principais parâmetros condicionantes na resposta dinâmica de tabuleiros ortotrópicos. Foi estudada a influência, nomeadamente, dos seguintes parâmetros:

- Comprimento e largura do tabuleiro.
- Massa do tabuleiro.
- Rigidez dos elementos estruturais (longarinas, carlingas e vigas laterais).
- Espaçamento dos elementos transversais do tabuleiro (carlingas).
- Posicionamento transversal da via.

Estes estudos levaram a várias conclusões, por parte do referido autor, das quais aqui se apresentam algumas das mais relevantes:

- É imprescindível, para conhecer o comportamento real da estrutura, a realização de análises dinâmicas, nas pontes com tabuleiros ortotrópicos. Esta circunstância deveria estar claramente expressa na regulamentação actual.
- A condição geralmente mais restritiva, na busca de um correcto comportamento estrutural de um tabuleiro, é a limitação do nível máximo de acelerações verticais. Essas acelerações podem ser reduzidas pelo aumento da massa do tabuleiro, no entanto este processo é geralmente insuficiente, sendo muitas vezes necessário proceder também ao aumento de rigidez.
- A forma mais eficiente de melhorar a resposta de um tabuleiro ortotrópico, através do aumento da sua rigidez, é aumentando a sua rigidez longitudinal.
- Aumentar a rigidez transversal do tabuleiro apresenta uma eficiência bastante limitada.

- Aumentar a rigidez dos elementos de bordo, nomeadamente vigas longitudinais laterais e arcos, afecta somente os primeiros modos de flexão mais globais, interferindo por isso nos deslocamentos mas muito pouco nas acelerações.
- Os elementos transversais extremos do tabuleiro, constituem pontos críticos da estrutura, estando a eles associadas acelerações superiores às da restante estrutura.

1.4. OBJECTIVOS E CONTEÚDOS

O estudo das estruturas ferroviárias de alta velocidade é um universo extremamente aliciante, onde o conhecimento se mostra porventura menos fechado do que noutras áreas da Engenharia Civil, e onde esta se apoia no desenvolvimento de ferramentas científicas e matemáticas características de outros ramos das Ciências, como a Dinâmica e a Programação. São vários os campos por explorar dentro deste tema, o que proporciona ao investigador a reconfortante sensação de que pode ajudar a gerar conhecimento. Este estudo revela-se ainda mais aliciante face à perspectiva de implementação, nos próximos anos, em Portugal, de uma rede ferroviária de alta velocidade.

O objectivo principal da presente dissertação é, tal como o título sugere, a análise do comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade. Poucos trabalhos foram desenvolvidos nos últimos anos tratando este tema. Carnerero, Madrid, 2007, desenvolveu, no âmbito da sua Tese de Doutoramento, uma vasta gama de estudos paramétricos relacionados com o comportamento dinâmico de tabuleiros ortotrópicos, não se tendo no entanto apoiado em nenhum *case study* e estando por isso, no referido trabalho, o comportamento dinâmico do tabuleiro desligado do restante comportamento global da ponte. O presente trabalho procura assim acrescentar algo, nomeadamente a avaliação da importância relativa dos modos globais da ponte e dos modos locais do tabuleiro para o caso de uma ponte tipo “bowstring” de elevado vão.

A nível organizacional a presente dissertação apresenta seis capítulos, que serão sucintamente descritos em seguida.

No Capítulo 1, intitulado de “Introdução”, é feita primeiramente uma descrição do contexto em que surge e se tem desenvolvido a temática do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade. Em seguida são apresentados estudos recentes de carácter geral, nomeadamente os desenvolvidos no sentido de definir normas que constituam o ponto de partida para qualquer projecto de uma estrutura deste tipo. São ainda apresentados os resultados de estudos relativos ao comportamento dinâmico de pontes tipo “bowstring” e de tabuleiros ortotrópicos. Finalmente são descritos os objectivos da presente dissertação e apresentada a sua estrutura.

No Capítulo 2, intitulado “Fundamentos teóricos e regulamentares”, são apresentadas, primeiramente, as metodologias de análise dinâmica mais comuns, descrevendo-se mais detalhadamente a metodologia computacional de cargas móveis desenvolvida e o seu processo de implementação no

programa de cálculo usado, o ANSYS. São em seguida apresentados e classificados, de acordo com a distribuição dos eixos, os comboios em circulação nas linhas de alta velocidade europeias. Finalmente são apresentadas as principais prescrições das normas *EN1991 – 2* e *EN1990 – AnnexA2* para verificação dos estados limites de segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

No Capítulo 3, intitulado “Modelação numérica da Ponte de Prester”, é primeiramente apresentada a estrutura que serve de base ao presente estudo, a Ponte de Prester. Além da sua localização são descritas a sua geometria e organização estrutural. Em seguida é descrito o processo de geração dos modelos numéricos desenvolvidos no âmbito do trabalho: modelo sem consideração da via e modelo com consideração da via. Finalmente são apresentados os resultados dos estudos paramétricos referentes à variação da flecha e da rigidez axial do arco.

No Capítulo 4, intitulado “Análise dinâmica da Ponte de Prester”, são apresentados os vários resultados das análises dinâmicas realizadas para a passagem do comboio Thalys, numa gama de velocidades que vai desde os 160 km/h aos 510 km/h. Primeiramente é apresentada a resposta dinâmica da ponte sem via ao longo de todo o seu comprimento, para a situação de coeficiente de amortecimento constante ($\zeta=0,5\%$). Em seguida é apresentada a distribuição transversal da resposta para as mesmas condições de amortecimento. É ainda estudada a influência do nível de distribuição das cargas na resposta da ponte. Posteriormente apresentam-se os resultados decorrentes de se considerar coeficientes de amortecimento modais variáveis e definidos de acordo com os comprimentos de onda dos respectivos modos. Em seguida, apresentam-se os resultados obtidos repetindo algumas das análises anteriores desta feita num modelo com inclusão da via balastrada. O estudo seguinte consiste na comparação dos valores de aceleração obtidos sobre a chapa do tabuleiro com os valores de aceleração obtidos ao nível dos elementos estruturais adjacentes. Para finalizar avaliou-se a influência do aumento de rigidez de cada um dos elementos estruturais do tabuleiro (longarinas, carlingas e vigas laterais) sobre a resposta dinâmica da ponte sem via e com coeficiente de amortecimento constante ($\zeta=0,5\%$).

No Capítulo 5, intitulado “Avaliação do comportamento dinâmico da Ponte de Prester”, são apresentados os resultados referentes à segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros. A segurança estrutural é verificada primeiramente pela comparação dos deslocamentos estáticos obtidos para a passagem do Thalys, com os deslocamentos resultantes da análise estática para a passagem do modelo LM71, majorados pelos respectivos coeficientes de amplificação dinâmica. Em seguida são avaliados os esforços (valores máximos das tensões de compressão, das tensões de tracção e da amplitude de tensões) nos pendurais do lado carregado da via. Relativamente à segurança da via, além da revisão dos resultados obtidos no Capítulo 4, referentes aos níveis de acelerações observados, compara-se o nível de deformação vertical da via decorrente do carregamento com o modelo de carga

LM71 com o limite máximo regulamentar. Finalmente é avaliado por um método simplificado descrito nos regulamentos, o nível de conforto dos passageiros.

No Capítulo 6, intitulado “Conclusões e desenvolvimentos futuros”, são apresentadas as conclusões gerais do trabalho e as perspectivas de investigações futuras.

2

FUNDAMENTOS TEÓRICOS E REGULAMENTARES

2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, faz-se primeiramente uma breve referência às várias metodologias de análise dinâmica usadas actualmente no estudo da resposta de pontes submetidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade, descrevendo-se com mais detalhe as metodologias numéricas.

Em seguida são descritos os processos de implementação no ANSYS de um modelo de análise dinâmica com cargas móveis.

Posteriormente apresentam-se os aspectos regulamentares do dimensionamento de pontes ferroviárias, focando especialmente os aspectos tidos em conta na avaliação do comportamento estrutural da Ponte de Prester.

Finalmente, são descritos os vários tipos de comboios de alta velocidade existentes na rede europeia.

2.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA

As metodologias de análise dinâmica mais comuns, podem ser divididas em 4 tipos: metodologias analíticas, metodologias simplificadas, metodologias empíricas e metodologias numéricas. As metodologias analíticas além de serem altamente complexas só podem ser usadas no caso de estruturas muito simples, como é o caso de vigas simplesmente apoiadas, para situações de uma ou mais cargas móveis pelo que apresentam um reduzido campo de aplicabilidade. Por sua vez, as metodologias simplificadas têm como ponto de partida as metodologias analíticas referidas anteriormente. De acordo com estas metodologias, que são apenas aplicáveis a vigas simplesmente apoiadas, a resposta é desenvolvida em séries harmónicas, criando envolventes de resultados, não requerendo a análise exaustiva através de metodologias numéricas ou analíticas. Dentro deste tipo de abordagem destacam-se dois métodos: o método da Linha de Influência Residual (LIR) e o método de Decomposição da Excitação de Ressonância (DER). Quanto às metodologias empíricas, estas resultam da recolha de dados estatísticos obtidos em campanhas de medições realizadas em várias pontes. A sua principal desvantagem prende-se com o facto de os resultados só poderem ser extrapolados para a ponte em estudo se esta for do mesmo tipo e estiver sujeita à passagem do mesmo tipo de comboios que as pontes que foram objecto da campanha de medições. As metodologias numéricas são as mais usadas actualmente, tendo sido deste tipo a metodologia adoptada no presente trabalho, pelo que são descritas de forma mais exaustiva no capítulo seguinte.

2.2.1. METODOLOGIAS NUMÉRICAS

As metodologias numéricas permitem avaliar o comportamento dinâmico de todo o tipo de estruturas, desde as mais simples até às mais complexas, desde que correctamente modeladas com recurso a modelos de elementos finitos. A principal desvantagem destas metodologias prende-se com o tempo gasto nas análises dinâmicas. No entanto, geralmente, uma correcta avaliação do comportamento estrutural e mecânico da estrutura, permite o desenvolvimento de modelos de elementos finitos não excessivamente pesados, e face às crescentes velocidades de processamento dos computadores, o argumento “tempo” deixa cada vez mais de ser motivo para não efectuar este tipo de análises.

As metodologias numéricas permitem fazer análises recorrendo geralmente a modelos com interacção ponte-comboio ou em alternativa com base em modelos de cargas móveis. Este último processo foi o adoptado no presente trabalho. Serão então descritos em seguida os dois processos referidos de implementação do carregamento dos comboios.

2.2.1.1. Modelos numéricos com interacção ponte-comboio

Nas análises com interacção ponte-comboio há uma modelação da ponte e uma modelação do próprio comboio, havendo uma interacção entre as duas estruturas ao longo do tempo. Esta metodologia de análise é mais rigorosa do que a metodologia com cargas móveis, e é a única, de entre as metodologias descritas, que permite obter directamente as acelerações registadas ao nível das carruagens, parâmetro esse essencial na avaliação do conforto dos passageiros. A modelação do comboio requer o conhecimento de todas as suas características mecânicas:

- Carruagem simulada como um corpo rígido de massa M_c e inércia à rotação I_c ;
- Suspensão secundária, responsável pela ligação entre a carruagem e os bogies, simulada com recurso a molas com constante de rigidez K_s e amortecimento C_s ;
- Bogies simulados como corpos rígidos de massa M_b e inércia à rotação I_b ;
- Suspensão primária, que liga os bogies ao eixo das rodas, simulada com mola com constante de rigidez K_p e amortecimento C_p ;
- Rodas simuladas com massas concentradas M_r .

Na Figura 2.1 encontra-se uma representação esquemática do modelo mecânico descrito:

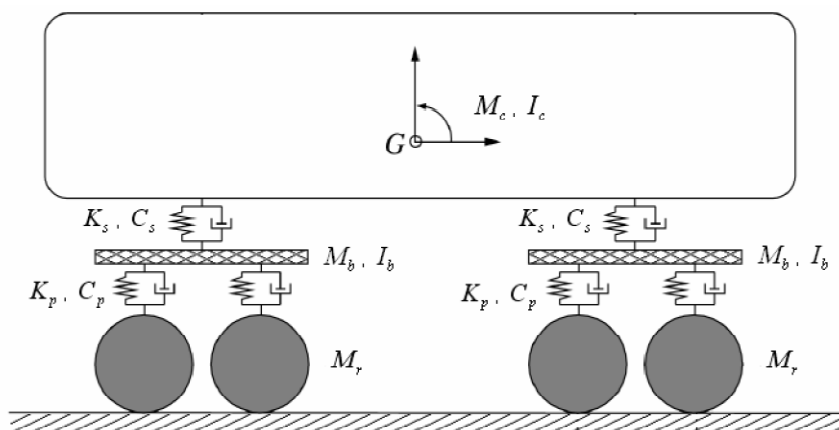


Fig. 2.1 – Modelo estrutural de uma carruagem de comboio para implementação em modelos de análise dinâmica com interacção ponte-comboio (Goicolea, 2005)

2.2.1.2. Modelos numéricos com cargas móveis

A metodologia de cargas móveis considera os comboios como sendo um conjunto de cargas móveis de valores constantes e iguais às cargas estáticas por eixo. Esta metodologia apresenta como principal vantagem, comparativamente com os modelos de interacção o facto de ser bastante mais simples de implementar, não requerendo a modelação do comboio. Além disso o tempo de cálculo é bastante inferior ao tempo de cálculo dos métodos com interacção sobretudo quando estes são métodos iterativos. A principal desvantagem desta metodologia é o facto de desprezar a massa do comboio, quando na realidade essa massa, quando colocada sobre a ponte leva também ela a alterações das frequências de vibração desta. Além disso todo o sistema de suspensão do comboio leva também a flutuações do carregamento e a alterações na resposta da ponte. Finalmente como última desvantagem, verifica-se que com esta metodologia não se consegue avaliar directamente as acelerações no interior das carruagens, parâmetro decisivo na definição do nível de conforto dos passageiros. Descreve-se em seguida a implementação da metodologia de cargas móveis no software comercial ANSYS.

2.3. GERAÇÃO DO MODELO DE CARGAS MÓVEIS NO PROGRAMA ANSYS

A metodologia de análise dinâmica com cargas móveis pôde ser implementada no ANSYS com recurso à linguagem de programação interna do programa, designada “Ansys Parametric Design Language”, ou de forma abreviada, APDL. O processo envolve três fases principais: a fase de pré-processamento, a fase de cálculo e a fase de pós-processamento, fases essas que serão em seguida descritas.

2.3.1. FASE DE PRÉ-PROCESSAMENTO

A fase de pré-processamento envolve a geração das matrizes de cargas nodais equivalentes para as várias velocidades de circulação consideradas na análise e ainda, a definição dos parâmetros necessários à análise dinâmica.

2.3.1.1. Geração das matrizes de forças modais

Descreve-se em seguida o processo de geração das matrizes de cargas modais para a situação de ponte modelada sem inclusão da via. A matriz de cargas modais para um dado comboio e para uma dada velocidade $V(km/h)$ será descrita no presente contexto como sendo Matriz_comboio_V:

- i. Considere-se o comboio com um comprimento total igual a $L_{comboio}$, e a ponte, com um comprimento total de L_{ponte} . Considere-se ainda que o comboio, no início da análise não parte do ponto inicial do tabuleiro ($Y = 0m$) mas sim um pouco antes, da posição $Y = Y_{inicial} < 0m$. Para uma determinada velocidade de circulação do comboio $v(km/h)$ o tempo total decorrido até ao fim da passagem do mesmo sobre a ponte, t_{total}^v , é obtido da seguinte forma:

$$t_{total}^v(s) = \frac{L_{ponte} + L_{comboio} + |Y_{inicial}|}{v} \quad (2.1)$$

com

$$v(m/s) = \frac{v(km/h) \times 1000}{3600} \quad (2.2)$$

- ii. Definido o passo da análise, Δt , de acordo com critérios descrito mais à frente neste capítulo, ou seja, definido o espaçamento dos instantes de tempo em que se realizará a análise, obtém-se então o número total de instantes de tempo a considerar, m^v , para a velocidade de circulação v :

$$m^v = \frac{t_{total}^v}{\Delta t} + 1 \quad (2.3)$$

A primeira coluna da matriz de cargas nodais, contém os instantes de tempo considerados, podendo então ser assim definida:

$$\underline{Matriz_comboio_V}(i, 1) = t_i = (i - 1) \times \Delta t, \text{ com } i = 1, 2, \dots, m^v - 1, m^v \quad (2.4)$$

- iii. Em seguida importa definir as coordenadas dos nós pertencentes ao caminho das cargas. Estas coordenadas correspondem no fundo ao posicionamento das n travessas presentes no tabuleiro. Assim, assumindo um espaçamento médio de 0,6m entre travessas e considerando que a primeira das travessas se encontra posicionada no ponto $Y_1 = 0,3\text{m}$, tem-se, para a travessa j a seguinte coordenada longitudinal:

$$Y_j(m) = 0,3 + (j - 1) \times 0,6 \quad \text{com } j = 1, 2, 3, \dots, n - 1, n \quad (2.5)$$

- iv. O passo seguinte consiste na definição do posicionamento das p cargas do comboio em função do instante de tempo considerado. Assim, a posição da carga k , no i -ésimo instante de tempo, t_i , é definida pela expressão:

$$Y_k(t_i) = Y_{k, inicial} + v \times t_i \quad (2.6)$$

em que $Y_{k, inicial} = Y_{inicial} - d_k$, com d_k a representar a distância entre o eixo k e o primeiro eixo do comboio.

- v. Finalmente, é necessário transformar as cargas do comboio em forças nodais equivalentes, tendo em conta a sua posição já conhecida. Tendo em conta que se está a descrever a geração das matrizes de forças nodais para uma situação em que não é modelada a via, a função de forma a adoptar tem de simular a distribuição das cargas proporcionada pelos carris. Assim, adoptou-se a degradação de cargas preconizada na norma *EN1991-2*, de acordo com a Figura 2.2:

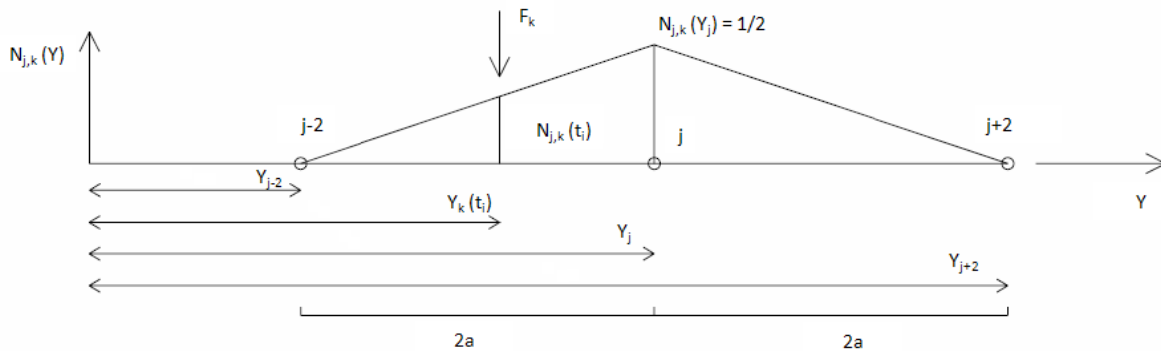


Fig. 2.2 – Função de forma (adaptado de EN1991-2)

Como se pode observar as normas consideram que, quando uma carga se encontra sobre uma travessa, os carris transmitem metade da carga para essa travessa e um quarto para cada uma das travessas adjacentes. A esta degradação das forças corresponde a seguinte expressão da função de forma para a travessa j , devido ao carregamento pela k -ésima carga:

$$N_{j,k}(t) = \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{Y_k(t) - Y_{j-2}}{2 \times a}, & Y_{j-2} \leq Y_k(t) \leq Y_j \\ \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \times \frac{Y_k(t) - Y_j}{2 \times a}, & Y_j \leq Y_k(t) \leq Y_{j+2} \\ 0, & Y_k(t) \notin [Y_{j-2}; Y_{j+2}] \end{cases} \quad (2.7)$$

em que a é igual ao espaçamento entre travessas. Assim, para cada instante de tempo t_i , a carga total F_j sobre a travessa j , é igual a

$$F_j(t_i) = \sum_k N_{j,k}(t_i) \times F_k \quad (2.8)$$

em que F_k é a k -ésima carga do comboio de cargas.

vi. De acordo com o descrito, a matriz de forças modais, assume assim a seguinte configuração:

$$\frac{\text{Matriz_comboio_V}}{(m^v \times (n+1))} = \begin{bmatrix} 0 & F_1(0) & \cdots & F_n(0) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ t_i & F_1(t_i) & \cdots & F_n(t_i) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ t_{m^v} & F_1(t_{m^v}) & \cdots & F_n(t_{m^v}) \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

De referir finalmente que, aquando da modelação da estrutura com a via, é necessário recalculas as matrizes de forças nodais, devido às seguintes razões:

- A inclusão da via, implica o acréscimo de travessas de forma a prolongar a via para lá das extremidades do tabuleiro. Este acréscimo de travessas implica o aumento do número de colunas das matrizes criadas, com a criação de uma nova coluna por cada nova travessa.
- Os tempos de passagem dos comboios também aumentam, com o aumento da extensão da via, devendo, na expressão (2.3), substituir-se L_{ponte} por L_{via} .
- A degradação longitudinal das cargas pelas travessas deixa de ser feita pela função de forma, passando a ser feita pelos próprios carris devido à sua rigidez à flexão. Assim, as cargas quando situadas entre travessas são transformadas em forças nodais apenas nas travessas adjacentes. Isto implica a alteração da função de forma, que passa a ser escrita da seguinte forma:

$$N_{j,k}(t) = \begin{cases} \frac{Y_k(t) - Y_{j-1}}{a}, & Y_{j-1} \leq Y_k(t) \leq Y_j \\ 1 - \frac{Y_k(t) - Y_j}{a}, & Y_j \leq Y_k(t) \leq Y_{j+1} \\ 0, & Y_k(t) \notin [Y_{j-1}; Y_{j+1}] \end{cases} \quad (2.10)$$

De referir ainda que, nesta situação de consideração da via, diminui o tempo de actuação de cada carga sobre cada travessa o que leva a que a matriz de forças nodais criada mais esparsa, ou seja, com maior número de elementos iguais a zero.

As matrizes assim geradas podem ser guardadas no ANSYS como parâmetros, possibilitando o seu carregamento e utilização sempre que necessário. No ANEXO I encontra-se disponível o código de APDL desenvolvido para geração das matrizes de forças modais. Ainda no mesmo ANEXO apresenta-se também um código alternativo desenvolvido em MATLAB e que leva à geração das mesmas matrizes por um processo alternativo, mais rápido, mas que exige maior participação do utilizador, na posterior importação dos dados para o ANSYS.

Importa ainda fazer uma referência aos critérios usados na definição do parâmetro Δt . Assim, de acordo com o definido em ERRI D214/RP9, Δt deve assumir o menor dos seguintes valores:

$$\Delta t = \frac{1}{8 \times f_{m\acute{a}x}} \quad (2.11)$$

$$\Delta t = \frac{L}{4 \times n \times v_{m\acute{a}x}} \quad (2.12)$$

Na expressão (2.11) $f_{m\acute{a}x}$ é a frequência máxima considerada na análise e na expressão (2.12) n é o número total de modos de vibração presentes e $v_{m\acute{a}x}$ é a velocidade máxima a considerar.

O primeiro critério pretende assegurar que um ciclo correspondente ao movimento sinusoidal de maior frequência seja representado por um mínimo de oito pontos. O segundo critério pretende assegurar que o incremento de tempo consegue caracterizar com suficiente precisão a excitação. De referir que Ribeiro (2005) defende como incremento de tempo aconselhado o valor definido em (2.13):

$$\Delta t = \frac{1}{20 \times f_{m\acute{a}x}} \quad (2.13)$$

2.3.1.2. Definição dos parâmetros de entrada da análise transitória

Ainda antes de se proceder à análise dinâmica é necessário definir alguns parâmetros importantes para a análise dinâmica a desenvolver.

- É definido o método usado na resolução do problema dinâmico. Este pode ser um método de integração directa, como o de Newmark, que resolve o sistema dinâmico de n equações dinâmicas a n incógnitas. Os métodos de integração directa são especialmente adequados a análises de fenómenos que se desenvolvem em intervalos de tempo reduzidos. Alternativamente, pode ser usado o método de sobreposição modal, que com base na propriedade da ortogonalidade dos modos de vibração consegue transformar o sistema dinâmico de n equações dependentes a n incógnitas, num conjunto de n equações independentes, a uma incógnita cada uma. No presente trabalho, face à dimensão do modelo numérico, e à dimensão dos intervalos de tempo das análises, os métodos de integração directa mostram-se extremamente morosos, pelo que se optou em todas as análises pelo método de sobreposição modal.
- O método de análise transitória por sobreposição modal apresenta ainda a vantagem de permitir avaliar a contribuição de diferentes grupos de modos para a resposta da ponte. O

intervalo dos modos a considerar na análise é assim, também, um dos parâmetros de entrada a considerar.

- O nível de amortecimento é também introduzido nesta fase.

Definidos estes parâmetros, a fase seguinte consiste em gerar o conjunto de ficheiros com a informação das forças nodais aplicadas na estrutura em cada instante de tempo (em cada instante de carregamento). Para isso, em cada instante de tempo, definido na primeira coluna da matriz de forças modais, é gerado um ficheiro onde é guardada a informação das forças aplicadas em cada ponto da estrutura. Os valores das forças actuantes em cada instante de carregamento são encontrados na matriz de forças nodais na mesma linha do instante de tempo considerado.

Todo o processo de introdução da informação aqui referida é desenvolvido igualmente através de um código APDL, encontrando-se no ANEXO II um exemplo desse mesmo código, para a situação de coeficiente de amortecimento constante. É ainda apresentado no mesmo ANEXO um dos ficheiros de instantes de carregamento gerados, desta feita para a situação de coeficientes de amortecimento modais variáveis.

2.3.2. FASES DE CÁLCULO E PÓS-PROCESSAMENTO

Após a fase de pré-processamento é dada a instrução ao programa para resolução do problema dinâmico. Nesta fase, em cada análise dinâmica realizada, é gerado um ficheiro com extensão *.rdsp*, que armazena toda a informação da resposta dinâmica da estrutura e que consequentemente atinge grandes dimensões. Uma vez concluída a resolução do problema dinâmico, a geração do ficheiro *.rdsp* encontra-se também terminada. A partir desse momento é possível solicitar os deslocamentos nodais, referentes a qualquer nó e respectivos graus de liberdade. As acelerações são obtidas por dupla derivação dos deslocamentos obtidos. Os resultados nodais assim obtidos são em seguida armazenados em ficheiros de dados passíveis de ser tratados em EXCEL, MATLAB ou outra aplicação. Apresenta-se no ANEXO II um exemplo do código desenvolvido no sentido de extrair a resposta em vários pontos do tabuleiro, em termos de deslocamentos e de acelerações.

2.3.3. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DE CARGAS ROLANTES

O processo de geração de cargas modais implicou como visto anteriormente a programação em linguagem APDL, a linguagem interna do programa ANSYS. Estando os vários passos do processo sujeitos a programação torna-se importante validar o processo, de forma a ter confiança nos resultados obtidos. Como tal, recorreu-se a um exemplo disponível na bibliografia (Barbero, 2001; ERRI D214/RP9, 2001) que consiste numa viga simplesmente apoiada com 10m de vão, massa por unidade de comprimento igual a 10000 kg/m, coeficiente de amortecimento de 1% e frequência fundamental de vibração igual a 8Hz sujeita à passagem do comboio EUROSTAR à velocidade de 269km/h, velocidade essa que provoca a ressonância do tabuleiro. A comparação dos resultados de deslocamentos e acelerações a meio-vão com os resultados indicados na bibliografia (Figuras 2.3 e 2.4) evidenciam uma concordância perfeita confirmando a validade do modelo construído.

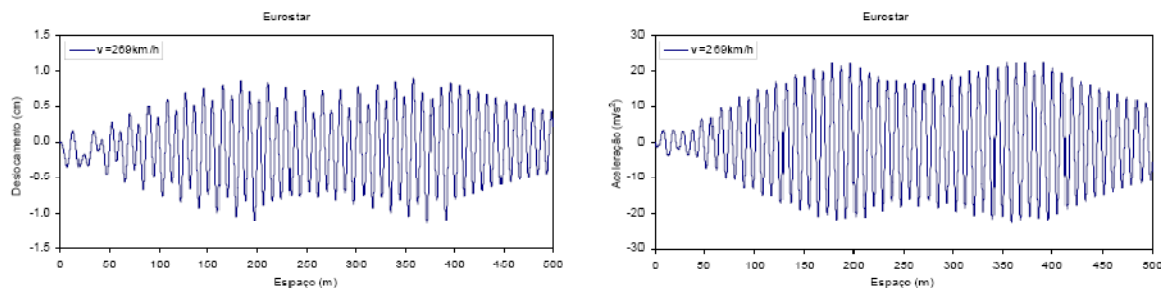


Fig. 2.3 – Resultados do exemplo da bibliografia

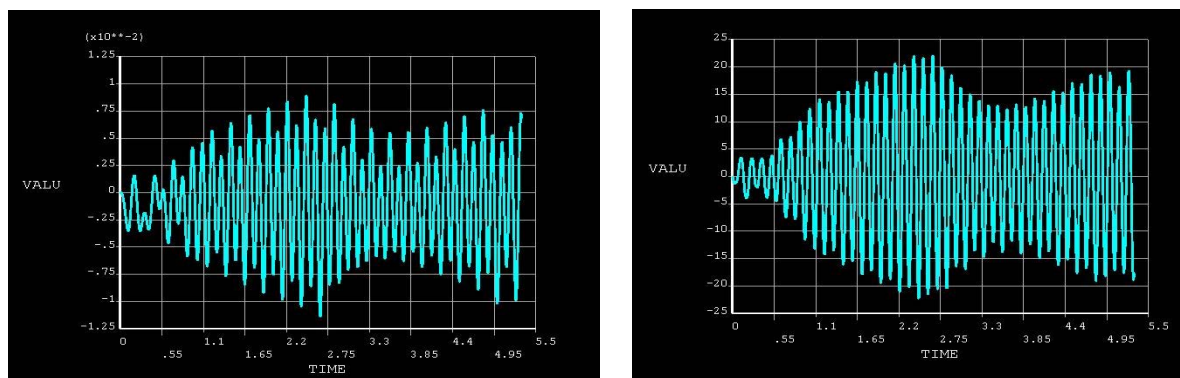


Fig. 2.4 – Resultados obtidos com o modelo de cargas gerado

De realçar que enquanto que no modelo teórico o eixo das abcissas apresenta como unidades os metros percorridos pelo comboio, o resultado calculado no ANSYS está expresso em função do tempo. A relação entre as duas escalas é $x(m) = t(s) \times 269/3,6$.

2.4. ASPECTOS REGULAMENTARES

Até à apresentação, por parte da Comissão ERRI D214, do relatório dos trabalhos e estudos por ela desenvolvidos, os efeitos dinâmicos decorrentes da passagem dos comboios eram avaliados multiplicando-se os efeitos estáticos proporcionados pela passagem dos referidos comboios por factores de amplificação dinâmica. No entanto, o aumento das dimensões e das velocidades de circulação dos comboios, que passaram a superar os 200km/h trouxeram consigo grandes agravamentos das respostas dinâmicas, tendo-se pela primeira vez começado a enfrentar os efeitos da ressonância. Com base nos estudos desenvolvidos pela referida comissão foram então introduzidos nos regulamentos, nomeadamente nas normas *EN1991 – 2* e *EN1990 – AnnexA2*, novos critérios de dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade.

Foram definidos critérios para avaliar a necessidade de realizar ou não análises dinâmicas. Assim, na *EN1991 – 2* encontra-se definido o fluxograma base que define em que condições as análises dinâmicas são requeridas:

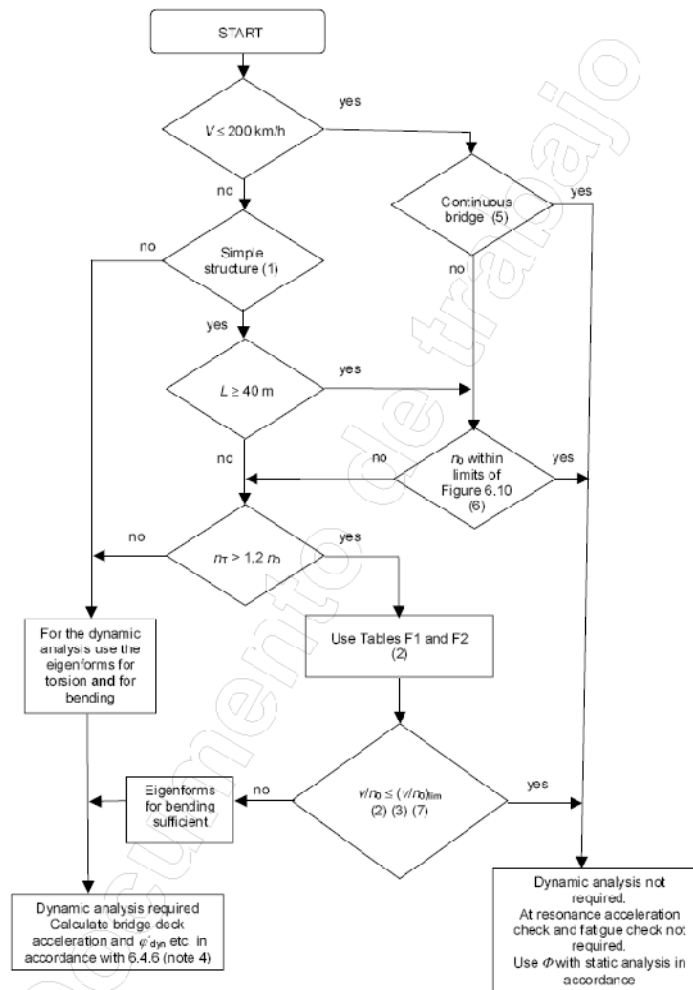


Fig. 2.5 – Fluxograma adaptado da norma EN1991-2

Os critérios gerais a ter em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias, são os seguintes:

- Critérios de segurança estrutural;
- Critérios de segurança da via;
- Critérios de conforto dos passageiros.

Os referidos critérios serão descritos em seguida.

2.4.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL

Quando é necessário realizar uma análise dinâmica, os esforços e/ou deslocamentos a considerar no dimensionamento, $E_{dimensionamento}$, são dados pela seguinte expressão:

$$E_{dimensionamento} = \max \left\{ \begin{array}{l} E_{real,estático} \times (1 + \phi'_{dyn} + \phi'') \\ E_{LM71,estático} \times \Phi \end{array} \right\} \quad (2.14)$$

Em que $(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + \varphi'')$ é designado coeficiente de amplificação dinâmica para um nível de manutenção corrente da via e Φ é designado factor dinâmico. Caso o nível de manutenção da via seja mais elevado o coeficiente de amplificação dinâmica passa a ser dado por $(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + 0,5 \times \varphi'')$.

De referir que o parâmetro φ'_{dyn} , presente quando é necessário realizar análises dinâmicas é diferente do parâmetro φ' presente quando não é necessário realizar análises dinâmicas:

$$\varphi'_{\text{dyn}} = \max \left| \frac{E_{\text{dinâmico}}}{E_{\text{estático}}} \right| - 1 \quad (2.15)$$

enquanto que

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1-K-K^4}, & K < 0,76 \\ 1,325, & K \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.16)$$

com $K = \frac{v}{2 \times L_{\Phi} n_0}$, em que L_{Φ} é o comprimento determinante do elemento estrutural considerado, v é a velocidade de circulação do comboio (m/s) e n_0 é a frequência fundamental da estrutura.

Por sua vez, a parcela φ'' , que tem em conta a irregularidade da via e das rodas, é dada por:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left(56 \times e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1 \right) \times e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right) \geq 0 \quad (2.17)$$

onde α é um coeficiente definido em função da velocidade de circulação:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22}, & v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1, & v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.18)$$

Por sua vez, o factor dinâmico, Φ , é definido em função do nível de manutenção da via. Se a via tiver um nível de manutenção normal, deverá aplicar-se:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}-0,2}} + 0,73, \quad \text{com} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2 \quad (2.19)$$

No caso de o nível de manutenção da via ser mais elevado, deverá aplicar-se:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\Phi}-0,2}} + 0,82, \quad \text{com} \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (2.20)$$

2.4.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA DA VIA

Os estados limites de segurança da via visam impedir acidentes por descarrilamento dos comboios e visam também reduzir os gastos com a manutenção da via. Assim, definem-se os seguintes limites:

- Limite de acelerações máximas do tabuleiro;
- Limite da deformação vertical máxima do tabuleiro;
- Condição de não levantamento dos apoios;
- Deformação longitudinal e transversal do tabuleiro;
- Deformação por torção da via.

Serão, em seguida, descritos apenas os critérios referentes às acelerações máximas do tabuleiro, à deformação vertical máxima e à condição de não levantamento dos apoios.

2.4.2.1 Acelerações máximas do tabuleiro

No sentido de impedir a instabilização do balastro e a perda de contacto roda-carril define-se um limite máximo das acelerações no tabuleiro de $3,5 \text{ m/s}^2$ nas vias balastradas, e de 5 m/s^2 em vias não balastradas.

2.4.2.2 Deformação vertical máxima do tabuleiro

A deformação vertical máxima do tabuleiro devido ao modelo de cargas *LM71* não deve exceder $L/600$.

2.4.2.3 Levantamento dos apoios

Para evitar o levantamento dos apoios deve-se procurar garantir que a reacção total em cada apoio, ao longo do tempo, se mantenha positiva. Considerando, de forma simplificada apenas a contribuição do peso próprio da estrutura, e a acção dinâmica decorrente da passagem do comboio deve verificar-se em qualquer instante de tempo:

$$R_{total}(t) = R_G + R_{Dinâmica}(t) \geq 0, \forall t \quad (2.21)$$

considerando-se positiva a reacção ascendente nos apoios.

2.4.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO DOS PASSAGEIROS

Segundo o *EN1990 – AnnexA2*, o nível de conforto dos passageiros está directamente ligado às acelerações verticais a que eles estão sujeitos no interior dos comboios (b'_v). Ainda de acordo com a referida regulamentação, os valores máximos de aceleração admissíveis, em função do nível de conforto (Muito Bom, Bom e Aceitável), são os definidos no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Nível de conforto em função da aceleração no interior das carruagens

Nível de Conforto	Aceleração Vertical b'_v (m/s^2)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

A avaliação directa destas acelerações só é possível recorrendo a modelos com interacção ponte-comboio, modelos esses que levam a análises numéricas bastante morosas. Alternativamente, a *EN1990 – AnnexA2* sugere uma verificação simplificada, com base na deflexão vertical máxima obtida para a passagem do modelo LM71. O ábaco base que serve de referência a esta análise, encontra-se representado na Figura 2.6. Nele apresenta-se, em função do vão da ponte e para várias velocidades de circulação, o deslocamento máximo (expresso indirectamente como L/δ) admissível para que se verifique uma aceleração nas carruagens do comboio inferior a $1 m/s^2$, ou seja, para que se verifique um nível de conforto Muito Bom no interior das mesmas. Este ábaco está, então, definido para um nível de conforto Muito Bom ($b'_v = 1 m/s^2$), em pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados. Para pontes com um menor número de vãos, os valores de L/δ apresentados no ábaco deverão ser multiplicados por 0,7. Na situação de pontes contínuas com 3 ou mais vãos, os referidos valores deverão ser multiplicados por 0,9. Caso se pretenda os valores de L/δ para níveis de conforto inferiores os mesmo valores deverão ser divididos pela correspondente aceleração b'_v .

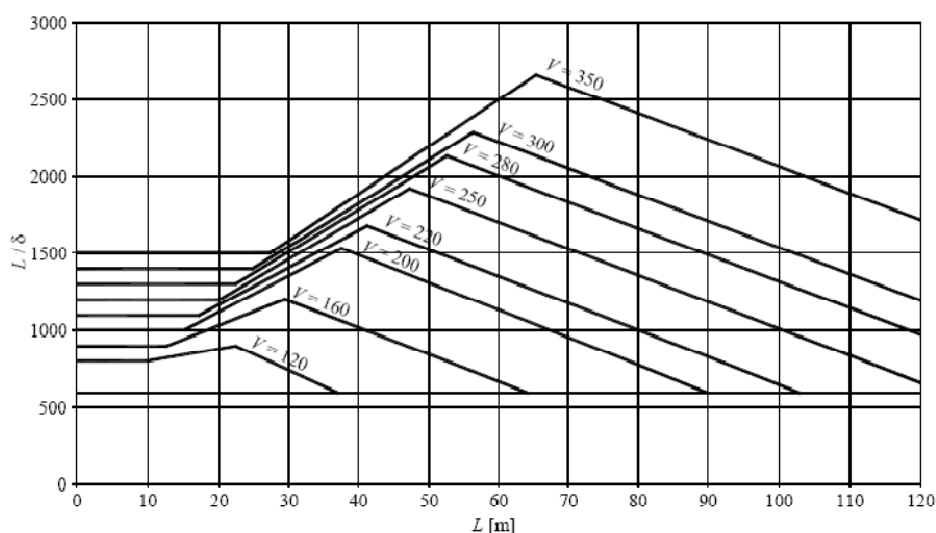


Figura 2.6 – Deflexão vertical máxima para pontes ferroviárias com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados, para $b'_v = 1 m/s^2$ (EN1990-AnnexA2)

2.5. TIPOLOGIAS DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE

Interessa fazer uma breve referência aos vários tipos de comboios de alta velocidade presentes na rede ferroviária europeia. Consideram-se comboios de alta velocidade todos os comboios com capacidade

para circular a velocidades superiores a 200km/h, tendo estes, geralmente, comprimentos relativamente elevados. Todos os comboios europeus de alta velocidade podem ser incluídos numa das seguintes 3 categorias:

- Comboios articulados
- Comboios convencionais
- Comboios regulares

Os comboios articulados apresentam bogies de dois eixos, posicionados de forma centrada com a articulação entre duas carruagens adjacentes, tal como ilustrado na Figura 2.7. São exemplos de comboios articulados o TGV, o Eurostar e o Thalys.

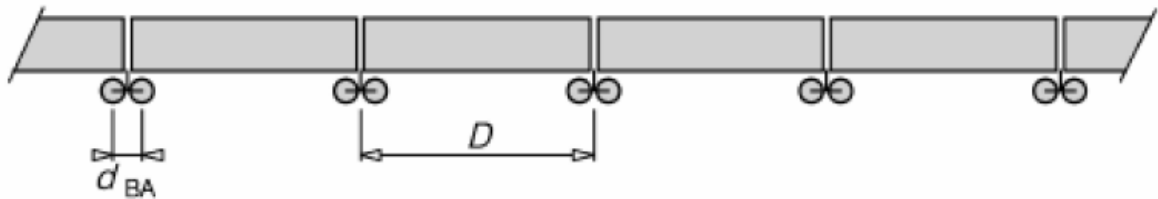


Figura 2.7 – Comboios articulados

Por sua vez os comboios convencionais apresentam dois bogies por carruagem, sendo que cada bogie apresenta dois eixos (ver Figura 2.8). O ICE2, o ETR-Y-500, o Virgin e o Alfa Pendular são os comboios convencionais presentes na rede europeia.

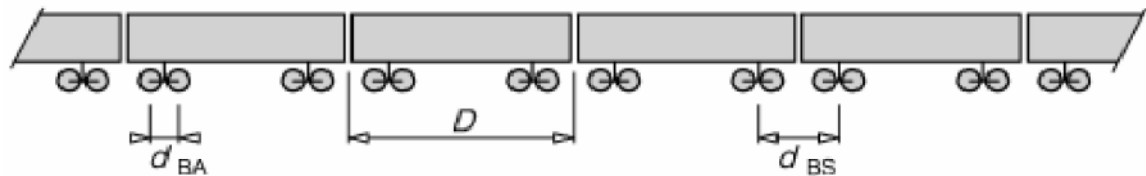


Figura 2.8 – Comboios convencionais

Finalmente, os comboios regulares, são similares aos comboios articulados, apresentando no entanto um único eixo entre carruagens e não um bogie, tal como ilustrado na Figura 2.9. São exemplos de comboios regulares o TALGO-AVE2.

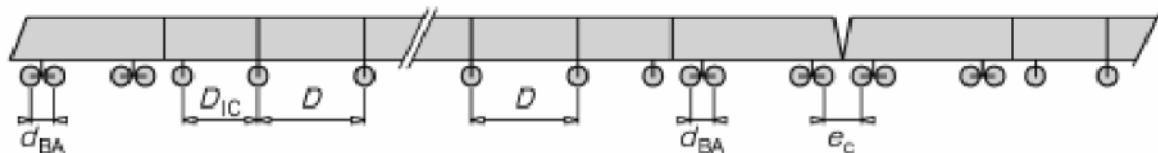


Figura 2.9 – Comboios regulares

Apresenta-se em seguida um quadro resumo das principais características dos comboios reais referidos nos parágrafos anteriores.

Quadro 2.2 – Comboios de alta velocidade reais

Comboio	Velocidade de circulação	Tipologia	Comprimento	Carga por eixo	Principal país de circulação
TGV	400km/h	Articulado	447,865m	170kN	França
Eurostar	300km/h	Articulado	386,670m	170kN	França/Inglaterra
Thalys	300km/h	Articulado	393,340m	170kN	Bélgica/França
ICE2	330km/h	Convencional	350,520m	195kN/112kN	Alemanha
ETR-Y-500	300km/h	Convencional	295,700m	187kN	Itália
Virgin	225km/h	Convencional	258,700m	170kN	Reino Unido
Alfa Pendular	220km/h	Convencional	151,200m	132,8kN	Portugal
TALGO-AVE2	350km/h	Regular	356,050m	170kN	Espanha

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE PRESTER

3.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, faz-se, primeiramente, uma descrição da Ponte de Prester, estrutura essa que serviu de base ao estudo realizado. Além da descrição da sua localização e condições de utilização, é ainda explicado o seu funcionamento estrutural, tendo em conta a especificidade do seu tabuleiro ortotrópico.

Em seguida, são apresentados os 3 modelos numéricos da estrutura, desenvolvidos para o presente estudo. Primeiramente foram construídos 2 modelos da ponte sem inclusão da via, sendo um mais completo (designado M1), e outro mais simplificado (M2). O nível de simplificação prende-se, unicamente, com o rigor com que o tabuleiro, ortotrópico, é reproduzido. Posteriormente, modelando explicitamente a via, sobre a estrutura já definida do modelo M1, obteve-se o modelo MCV.

Finalmente são apresentados os resultados de alguns estudos paramétricos, nos quais se avalia a influência da rigidez axial do arco e da sua flecha, sobre os modos de vibração globais da ponte, entendendo-se como globais os modos que envolvem um movimento global da estrutura, mobilizando quer o tabuleiro quer o arco.

3.2. A PONTE DE PRESTER

A Ponte de Prester é uma estrutura ferroviária situada na Bélgica, perto da fronteira com a Alemanha, na Linha de Alta Velocidade que liga Bruxelas a Colónia (ver Figura 3.1). Esta ponte apresenta duas vias de circulação e está construída para uma velocidade máxima de projecto de 420km/h.

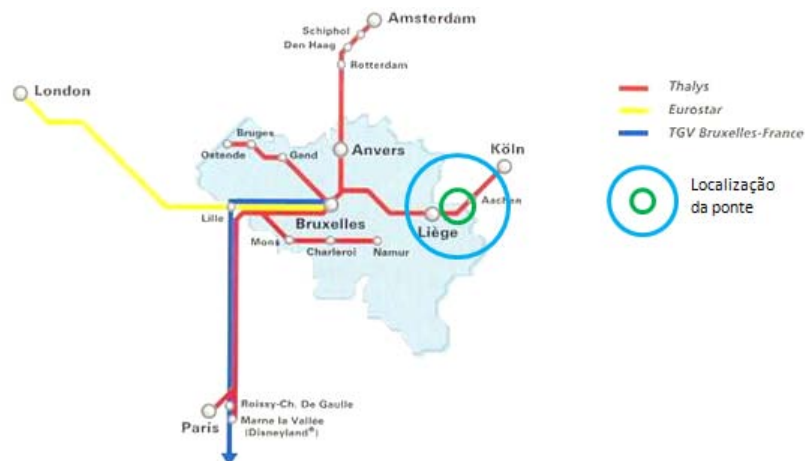


Fig. 3.1 – Rede de Alta Velocidade Belga

É uma ponte do tipo “bowstring”, ou seja, com um arco superior ao tabuleiro, tabuleiro que se encontra suspenso através de pendurais (ver Figura 3.2). De referir, ainda, que todos os elementos estruturais (arco, tabuleiro e pendurais) são de aço.



Fig. 3.2 – Ponte de Prester

O vão, entre apoios, é de 135,57m, valor que pode ser considerado bastante elevado para soluções estruturais deste tipo, sendo o comprimento total do tabuleiro de 138,044m (ver Figura 3.3).

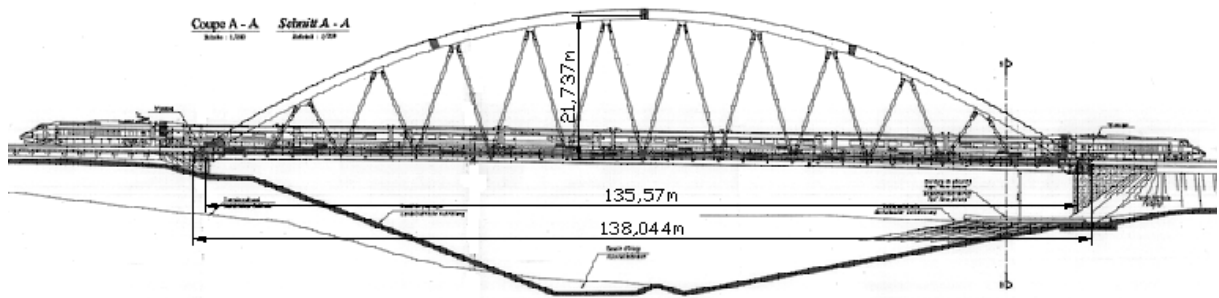


Fig. 3.3 – Alçado da Ponte de Prester

Em termos estruturais a ponte apresenta 2 níveis. O primeiro nível de organização é responsável pelo encaminhamento das forças do tabuleiro para os arcos e destes até aos apoios (ver Figura 3.4) apresentando os seguintes elementos estruturais principais:

- Dois arcos metálicos, afastados 11m entre si, com uma flecha de 21,737m medida ao nível dos eixos das suas secções e que vencem um vão de 135,57m. A secção transversal dos mesmos é um perfil rectangular oco. O contraventamento dos dois arcos é realizado através de quatro vigas transversais, com secção circular oca.
- Tirantes (ou pendurais), de secção rectangular oca, que partem de cada arco, e cujas extremidades inferiores se ligam a duas vigas em T de grande rigidez, que se estendem a todo o comprimento do tabuleiro, de ambos os lados deste. De cada arco partem 20 pendurais, apresentando uma disposição em V (ver Figura 3.5).
- Duas vigas longitudinais de grande rigidez, com perfil transversal em T, afastadas de 11m. Os vãos interiores, entre pendurais, que ambas têm de vencer, variam entre os 10,4m nas extremidades da ponte, e os 11,6m no vão. Estas vigas, apesar de constituírem o elemento mais rígido do tabuleiro, apresentam uma altura de apenas 1,145m o que proporciona um aspecto extremamente esbelto ao próprio tabuleiro e, conseqüentemente, a toda a ponte.

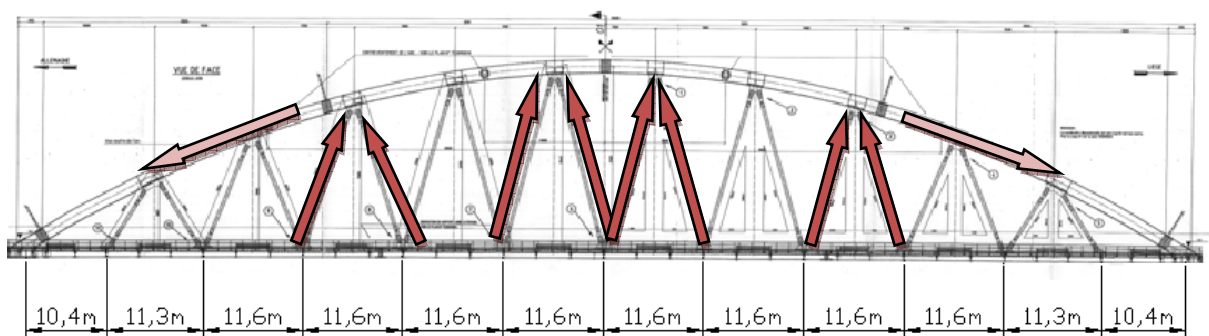


Fig. 3.4 – Primeiro nível de organização estrutural: caminho das cargas



Fig. 3.5 – Pendurais para suspensão do tabuleiro

O segundo nível de organização estrutural consiste na estrutura “interna” do tabuleiro, estrutura essa ortotrópica e que é responsável pela transmissão das cargas do tabuleiro para as vigas laterais de maior rigidez. Assim, o tabuleiro apresenta os seguintes 4 elementos estruturais fundamentais (ver Figura 3.6):

- Carlingas (ou vigas transversais) com espaçamentos nunca superiores a 3,867m e que vencem o vão de 11m entre as vigas laterais de grande rigidez. Apresentam secção em T, com uma altura variável, devido ao declive transversal do tabuleiro (2%) a partir do seu eixo: altura de 1,123m a meio-vão transversal e 1,013m na ligação às vigas longitudinais laterais.
- Longarinas (ou vigas longitudinais) de menor rigidez, espaçadas de 0,760m entre si e que se estendem a todo o comprimento da ponte vencendo os vãos de 3,867m entre vigas transversais. Estas longarinas apresentam uma secção tipo viga-caixão com uma altura de 35cm.
- Chapa com uma espessura de 18mm que solidariza toda a grelha ortotrópica referida e que constitui o suporte directo da via balastrada.
- Vigas longitudinais em T, já descritas anteriormente. Conclui-se, assim, que é este elemento que permite a passagem entre os dois níveis de organização estrutural da ponte.

De referir que toda esta estrutura é bastante reforçada nas extremidades junto aos apoios, nomeadamente pelo aumento da rigidez das carlingas e pela diminuição do espaçamento entre elas.



Fig. 3.6 – Segundo nível de organização estrutural: tabuleiro ortotrópico, no vão e numa das extremidades (reforço)

Além dos elementos estruturais principais, também os 2 guarda-balastro constituem em si vigas longitudinais, contribuindo para a maior rigidez do tabuleiro.

No que se refere à via propriamente dita, o balastro, presente entre os guarda-balastro, numa largura transversal de 8,8m, apresenta uma altura média de 60 cm em relação à superfície superior da chapa do tabuleiro (ver Figura 3.7). Ao longo da via, com um espaçamento de 0,6 m, apresentam-se as travessas, sobre as quais assentam carris UIC60. A bitola da via é a bitola europeia, ou seja, 1435 mm.

Uma sub-estrutura presente nesta ponte é, ainda, a estrutura dos passadiços laterais. Estes encontram-se em consola em relação ao tabuleiro e apresentam a seguinte constituição:

- Consolas com secção transversal em T de altura variável, coincidentes com os alinhamentos das carlingas, e apresentando, consequentemente, um espaçamento também nunca superior a 3,867m.
- Vigas longitudinais, que se desenvolvem a todo o comprimento do tabuleiro, e que são constituídas por perfis UPN240, assentes sobre as consolas referidas anteriormente.
- Gradeamento metálico que constitui o piso do passadiço e que assenta sobre os perfis UPN.

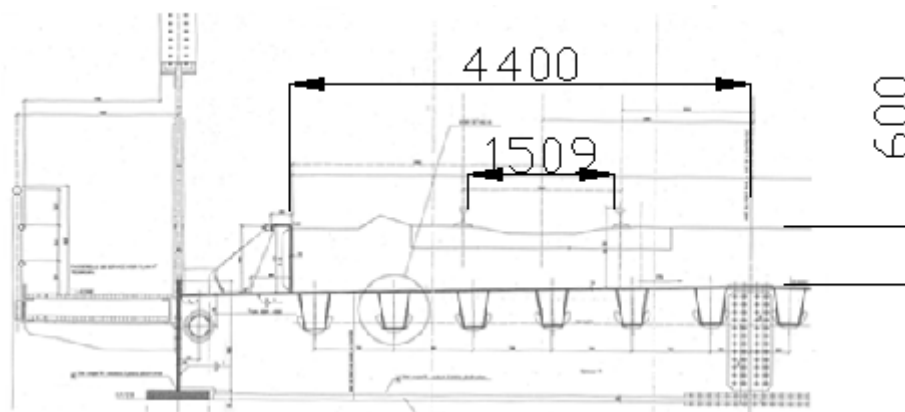


Fig. 3.7 – Secção transversal do tabuleiro e passadiço (mm)

3.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

3.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO M1

O programa usado na modelação da ponte, com vista às várias análises a efectuar, foi o ANSYS 10.0. Na modelação foram usados elementos de casca e elementos de viga. O único material presente na estrutura é o aço, com módulo de elasticidade $E=210$ GPa, coeficiente de Poisson $\nu=0,3$ e massa volúmica $\rho=7850$ kg/m³. O modelo resultante encontra-se representado na Figura 3.8.

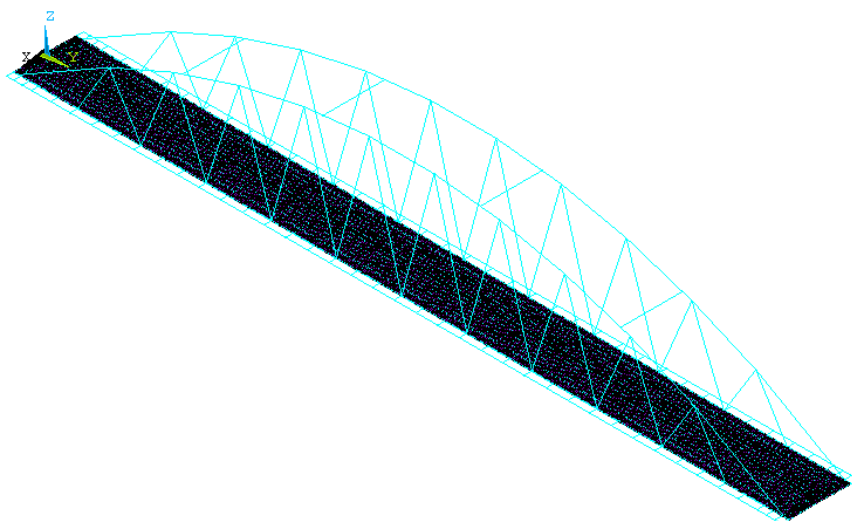


Fig. 3.8 – Modelo numérico M1

Os elementos de casca foram usados na modelação da chapa de solidarização do tabuleiro, tendo-se usado o elemento SHELL63, existente no ANSYS. Este elemento apresenta as seguintes características relevantes para a presente modelação:

- Rigidez à flexão e rigidez no próprio plano (comportamento de membrana).
- Possibilidade de se introduzir um valor de massa por unidade de área (kg/m^2), adicional à massa resultante do peso próprio da casca. Esta capacidade será bastante útil na implementação da massa da via, como descrito mais adiante.

Na realização da malha de elementos finitos teve-se o cuidado de garantir que existissem nós nos alinhamentos transversais e longitudinais mais importantes do tabuleiro, de forma a preservar as suas características ortotrópicas. Assim, na direcção longitudinal, consideraram-se relevantes os alinhamentos descritos no Quadro 3.1. Por sua vez, a nível transversal os alinhamentos considerados relevantes foram os descritos no Quadro 3.2.

De referir que no presente Capítulo, bem como nos seguintes, a coordenada X referir-se-á sempre ao posicionamento, de pontos ou de elementos, na direcção transversal, em planta, do tabuleiro, enquanto que a coordenada Y definirá sempre o posicionamento dos mesmos, na direcção longitudinal, em planta. Por sua vez a coordenada Z corresponderá à cota dos elementos. Note-se ainda que o plano vertical de simetria do tabuleiro, paralelo à via, é o plano $X=0,000\text{m}$.

Quadro 3.1 – Alinhamentos longitudinais considerados

Núm. do alinhamento	X (m)	Descrição	Dist. para o alinhamento seguinte (m)
1	-5.500	Viga longitudinal	1.100
2	-4.400	Guarda balastro	0.220
3	-4.180	Nervura longitudinal	0.760
4	-3.420	Nervura longitudinal	0.706
5	-2.714	Carril	0.054
6	-2.660	Nervura longitudinal	0.760
7	-1.900	Nervura longitudinal	0.695
8	-1.205	Carril	0.065
9	-1.140	Nervura longitudinal	0.760
10	-0.380	Nervura longitudinal	0.380
11	0.000	Eixo	0.380
12	0.380	Nervura longitudinal	0.760
13	1.140	Nervura longitudinal	0.065
14	1.205	Carril	0.695
15	1.900	Nervura longitudinal	0.760
16	2.660	Nervura longitudinal	0.054
17	2.714	Carril	0.706
18	3.420	Nervura longitudinal	0.760
19	4.180	Nervura longitudinal	0.220
20	4.400	Guarda balastro	1.100
21	5.500	Viga longitudinal	-

Quadro 3.2 – Alinhamentos transversais considerados

Núm. do alinhamento	Y (m)	Descrição
1	0,000	Carlinga
2	1,237	Apoio/carlinga
3	2,773	Carlinga
4	4,389	Carlinga
5	7,856	Carlinga
6	11,322	Tirante/carlinga
7	15,089	Carlinga
8	18,855	Carlinga
9	22,622	Tirante/carlinga
10	26,489	Carlinga
11	30,355	Carlinga
12	34,222	Tirante/carlinga
13	38,089	Carlinga
14	41,955	Carlinga
15	45,822	Tirante/carlinga
16	49,689	Carlinga
17	53,555	Carlinga
18	57,422	Tirante/carlinga
19	61,289	Carlinga
20	65,155	Carlinga
(continua)	(continua)	(continua)

Núm. do alinhamento	Y (m)	Descrição
21	69,022	Tirante/carlinga
22	72,889	Carlinga
23	76,755	Carlinga
24	80,622	Tirante/carlinga
25	84,489	Carlinga
26	88,355	Carlinga
27	92,222	Tirante/carlinga
28	96,089	Carlinga
29	99,955	Carlinga
30	103,822	Tirante/carlinga
31	107,689	Carlinga
32	111,555	Carlinga
33	115,422	Tirante/carlinga
34	119,189	Carlinga
35	122,955	Carlinga
36	126,722	Tirante/carlinga
37	130,188	Carlinga
38	133,655	Carlinga
39	135,271	Carlinga
40	136,807	Apoio/carlinga
41	138,044	Carlinga

A utilização deste comprimento médio levou ao surgimento de elementos da malha bastante distorcidos, entre os alinhamentos dos carris e das vigas longitudinais mais próximas: $\lambda \approx 0,300/0,054 = 5,56$. Este nível de distorção, encontra-se, no entanto, ainda dentro do limite admissível para os elementos de casca usados, e que é de 20. Apresenta-se na Figura 3.9 um pormenor da malha numa das extremidades.

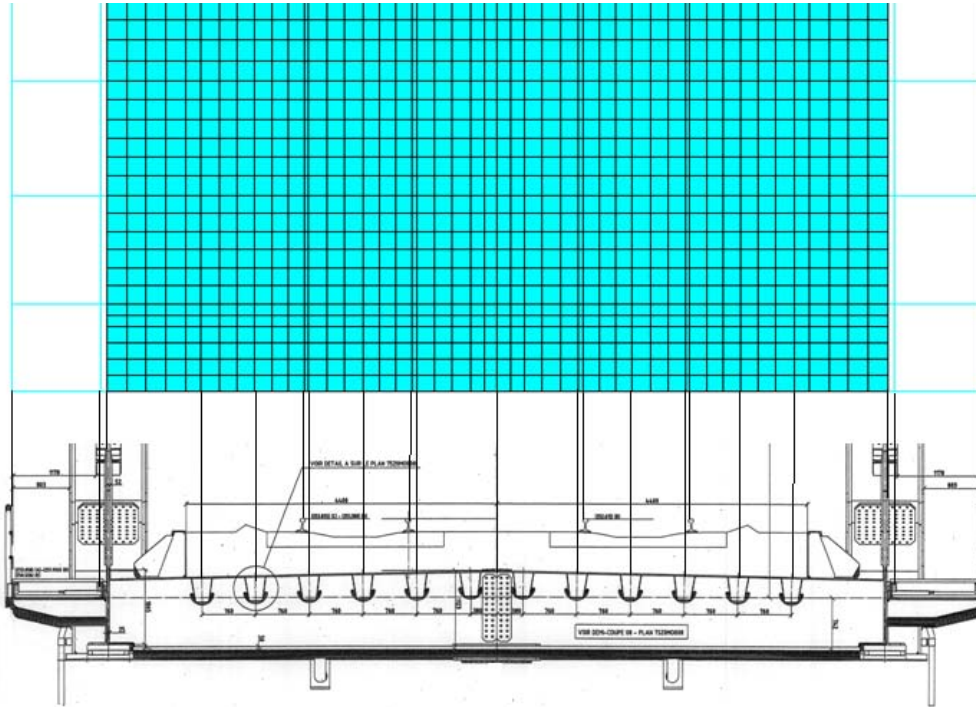


Fig. 3.9 – Concordância da mesh do modelo M1 com os alinhamentos longitudinais relevantes

A massa da via (balastro, travessas e carris) foi adicionada aos elementos de casca situados entre os dois guarda-balastro:

$$M_{balastro}(kg/m^2) = \rho_{balastro} \times h_{balastro} = 1800 \times 0,6 = 1080 \approx 1100kg/m^2 \quad (3.1)$$

$$M_{4\ carris}(kg/m^2) = \frac{4 \times (A_{carril} \times \rho_{aço})}{b_{via}} = \frac{4 \times (7,686 \times 10^{-3} \times 7850)}{8,8} = 27,425kg/m^2 \quad (3.2)$$

$$M_{travessas}(kg/m^2) = \frac{2 \times m_{travessa}(kg/m)}{b_{via}(m)} = \frac{2 \times 666,7}{8,8} = 151,52kg/m^2 \quad (3.3)$$

A massa total adicionada aos elementos de casca entre os guarda-balastro foi então de 1278,95kg/m².

O elemento de viga utilizado na modelação da restante estrutura foi o elemento BEAM44, existente no ANSYS. Este elemento possui as seguintes características importantes para a presente modelação:

- Rigidez axial, rigidez à flexão e rigidez à torção, apresentando 6 graus de liberdade (GL) por nó: 3 GL de translação e 3 GL de rotação.
- Possibilidade de se adicionar uma massa por metro de comprimento (kg/m) adicional à resultante do peso próprio do elemento.
- Capacidade de considerar a excentricidade do eixo do elemento.
- Capacidade de considerar elementos com secções uniformemente variáveis ao longo do seu eixo.

Foram então modelados, com recurso aos elementos de viga, o arco, as vigas de travamento dos arcos, os pendurais, as vigas laterais de grande inércia, as longarinas, as carlingas e os guarda-balastro bem

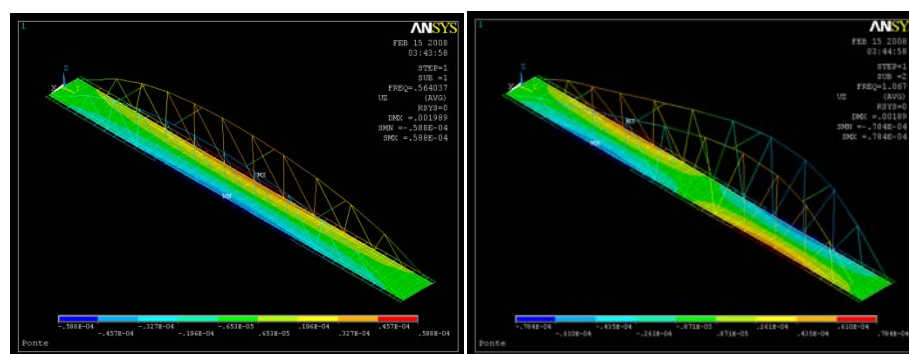
como as consolas e os perfis UPN que compõem os passadiços. As características de todos estes elementos, são apresentadas no Quadro 3.3. Informação sobre as dimensões de cada uma das secções é apresentada no ANEXO III.

Quadro 3.3 – Características mecânicas dos elementos estruturais modelados com BEAM44

Núm. Real Constant	Descrição	Área (m ²)	I _{zz} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	Offset (m)	Massa adicional (kg/m)
3	Vigas laterais	8,00E-02	1,44E-03	9,33E-03	-0,744	-
4	Longarinas	7,19E-03	9,09E-05	9,30E-05	-0,221	-
5	Vigas transversais	5,64E-02	9,01E-04	6,74E-03	-0,837	-
7	Arco	2,27E-01	4,16E-02	7,54E-02	-	-
8	Travamento do arco	3,27E-02	2,81E-03	2,81E-03	-	-
9	Pendurais	2,14E-02	3,98E-04	3,98E-04	-	-
10	Consola do passadiço (h=250mm)	5,40E-03	8,04E-06	3,85E-05	-	-
11	Consola do passadiço (h _{int} =250mm e h _{ext} =120mm)	Int. 5,40E-03	8,04E-06	3,85E-05	-	-
		Ext. 3,60E-03	8,01E-06	4,28E-06		
12	UPN interior	4,23E-03	2,48E-06	3,60E-05	-	60,5
13	UPN exterior	4,23E-03	2,48E-06	3,60E-05	-	77,0
15	Vigas transversais reforçadas	8,08E-02	1,44E-03	8,85E-03	-0,850	-
16	Guarda balastro	1,05E-02	3,61E-05	4,74E-04	0,415	-

De referir que a massa adicionada aos perfis UPN dos passadiços visa considerar a massa das grelhas metálicas do passadiço e ainda a massa do guarda-corpos.

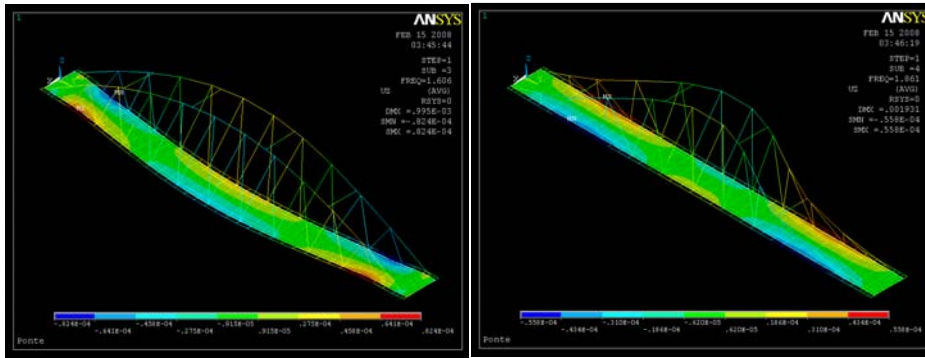
Construído o modelo, procedeu-se à análise modal do mesmo, tendo-se obtido os modos de vibração até aos 30Hz (valor máximo de frequência a considerar nas análise dinâmicas, de acordo com a norma EN1990 – AnnexA2). Posteriormente, e face aos resultados obtidos, aumentou-se a frequência máxima pretendida até aos 60Hz, de forma a perceber as implicações de futuras alterações regulamentares nesse sentido. Obtiveram-se 251 modos de vibração, até aos 30Hz, e 1855 modos, até aos 60Hz. Apresentam-se na Figura 3.10 os primeiros 10 primeiros modos de vibração obtidos.



a) 1º modo

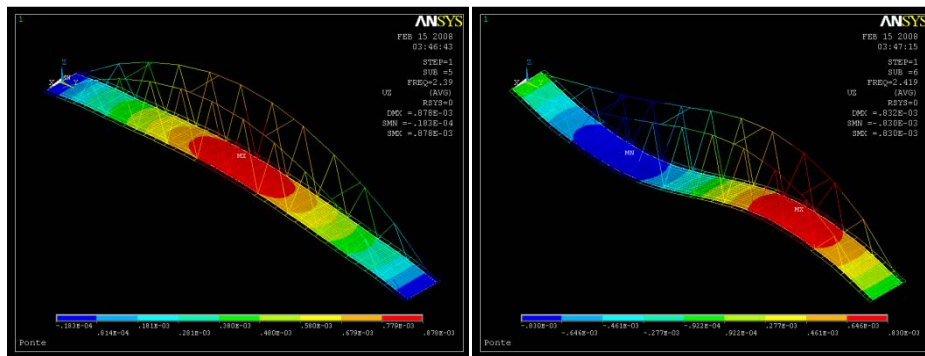
b) 2º modo

Fig. 3.10 – Primeiros 10 modos de vibração obtidos



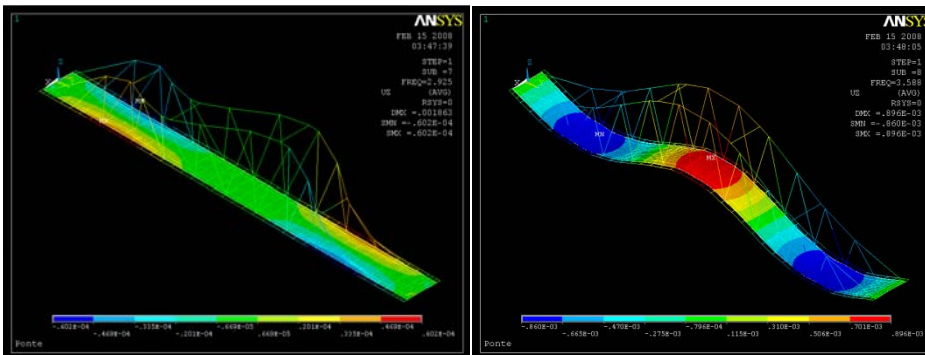
c) 3º modo

d) 4º modo



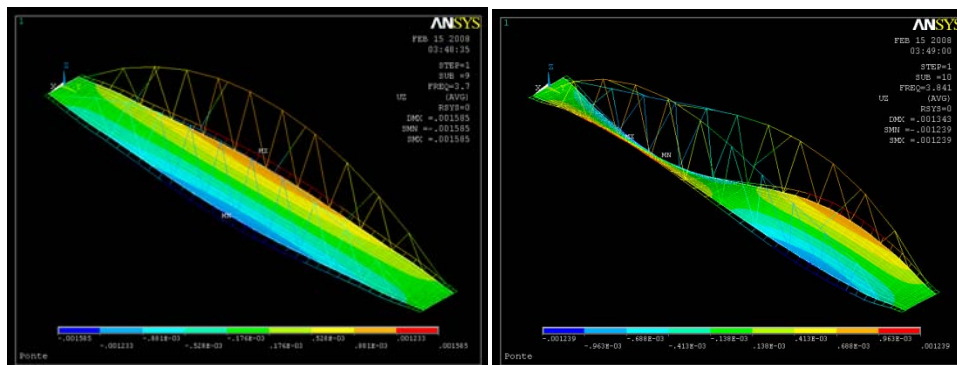
e) 5º modo

f) 6º modo



g) 7º modo

h) 8º modo



i) 9º modo

j) 10º modo

Fig. 3.10 – Primeiros 10 modos de vibração obtidos (continuação)

Os 20 primeiros modos apresentam-se ainda descritos no Quadro 3.4.

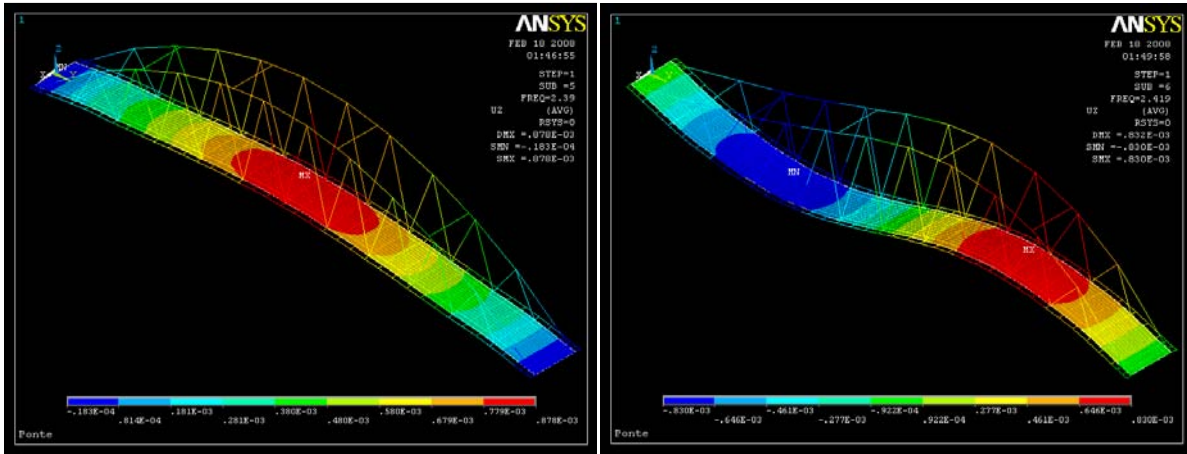
Quadro 3.4 – Descrição dos 20 primeiros modos de vibração

Núm. do modo	Freq. (Hz)	Descrição
1	0,56	1º modo transversal do arco
2	1,07	2º modo transversal do arco
3	1,61	1º modo transversal do tabuleiro
4	1,86	3º modo transversal do arco
5	2,39	1º modo de flexão vertical
6	2,42	2º modo de flexão vertical
7	2,93	4º modo transversal do arco
8	3,59	3º modo de flexão vertical
9	3,70	1º modo de torção
10	3,84	2º modo de torção
11	3,90	2º modo transversal do tabuleiro
12	4,28	5º modo transversal do arco
13	4,51	6º modo transversal do arco
14	4,52	7º modo transversal do arco
15	4,64	4º modo de flexão vertical
16	5,54	8º modo transversal do arco
17	5,57	3º modo de torção
18	5,63	5º modo de flexão vertical
19	5,96	9º modo transversal do arco
20	6,38	6º modo de flexão vertical

Em termos de modos de flexão vertical podem-se distinguir, genericamente, 3 grupos:

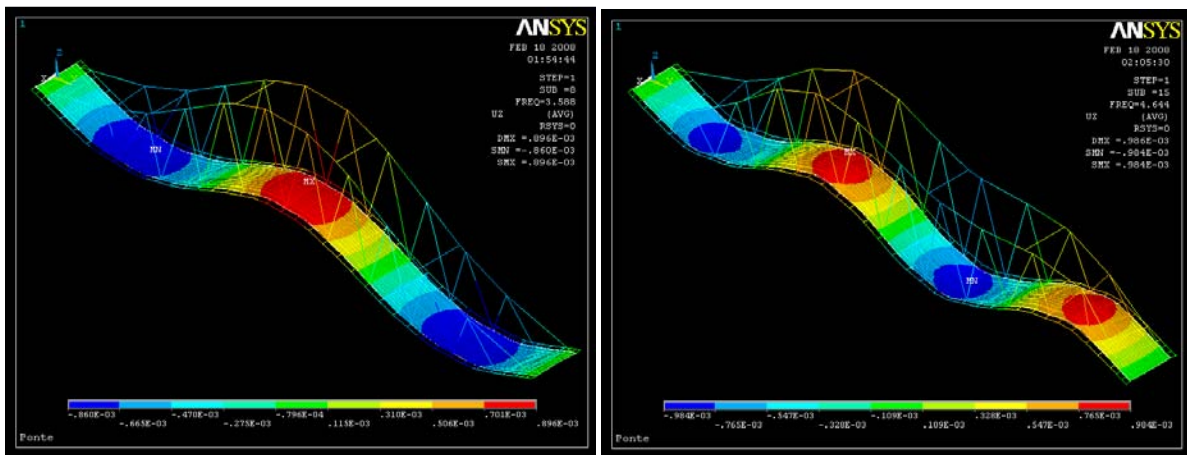
- Modos globais que envolvem toda a estrutura, sobretudo o arco e as vigas laterais de grande inércia. Neste grupo incluem-se os 5 primeiros modos de flexão vertical, que surgem antes dos 6 Hz e cuja contribuição para deslocamentos e acelerações poderia eventualmente ser bem captada com recurso a um modelo plano simplificado.
- Modos intermédios, que já não mobilizam grandemente os elementos mais rígidos como as vigas laterais e o arco. Nestes modos a vibração vertical deve-se sobretudo à flexão de grupos de vigas transversais e implica necessariamente uma análise tri-dimensional.
- Modos locais, correspondentes à flexão da chapa do tabuleiro entre vigas transversais em larguras mais ou menos extensas. Também estes modos requerem uma análise tri-dimensional para que se possam manifestar.

A título ilustrativo, apresentam-se nas Figuras 3.11, 3.12 e 3.13 alguns dos modos de vibração de cada um dos tipos descritos.



a) Modo 5

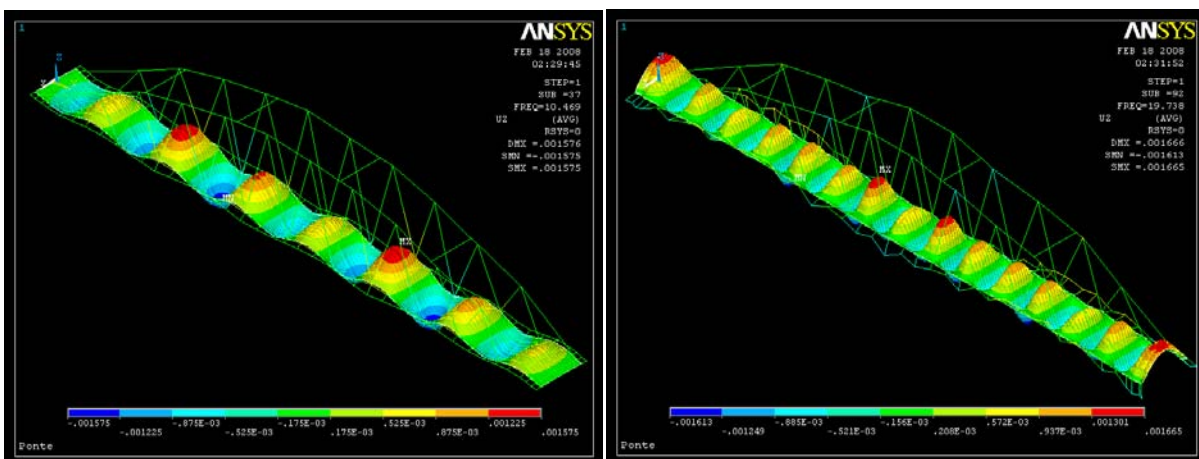
b) Modo 6



c) Modo 8

d) Modo 15

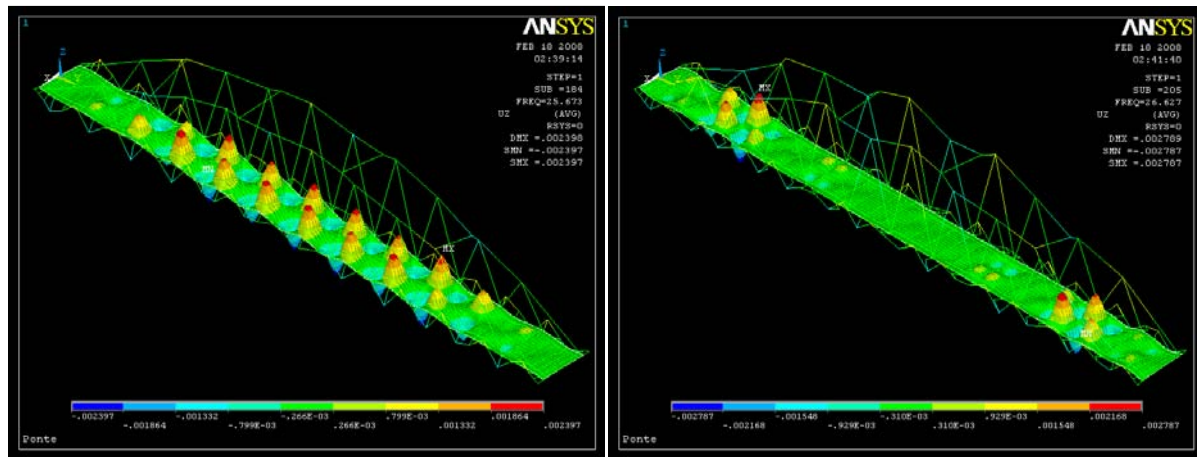
Fig. 3.11 – Exemplos de modos globais



a) Modo 37

b) Modo 92

Fig. 3.12 – Exemplos de modos intermédios



a) Modo 184

b) Modo 205

Fig. 3.13 – Exemplos de modos locais

De referir que, embora esta seja uma ponte do tipo “bowstring”, o seu vão elevado faz com que o seu comportamento estrutural, em termos de modos globais, esteja no limite entre o das pontes “bowstring” e o de viga de inércia variável, estando as frequências dos modos de viga e hemi-simétrico muito próximas: 2,39Hz e 2,42Hz, respectivamente. Podem ser considerados globais os 5 primeiros modos de flexão vertical, o que corresponde a uma frequência de cerca de 6Hz, estando os modos intermédios presentes sobretudo entre os 6Hz e os 24Hz. A partir desse nível de frequência os modos predominantes são os modos locais. No Quadro 3.5 apresentam-se as frequências dos 20 primeiros modos de flexão vertical.

Quadro 3.5 – Frequências dos primeiros 20 modos de flexão vertical

Núm. do modo	Freq. (Hz)	Descrição
5	2,39	1º modo de flexão vertical
6	2,42	2º modo de flexão vertical
8	3,59	3º modo de flexão vertical
15	4,64	4º modo de flexão vertical
18	5,63	5º modo de flexão vertical
20	6,38	6º modo de flexão vertical
22	6,98	7º modo de flexão vertical
23	7,38	8º modo de flexão vertical
26	7,71	9º modo de flexão vertical
28	7,93	10º modo de flexão vertical
33	9,30	11º modo de flexão vertical
34	9,30	12º modo de flexão vertical
36	10,04	13º modo de flexão vertical
37	10,47	14º modo de flexão vertical
40	10,91	15º modo de flexão vertical
42	11,40	16º modo de flexão vertical
44	11,94	17º modo de flexão vertical
46	12,54	18º modo de flexão vertical
48	13,09	19º modo de flexão vertical
54	14,01	20º modo de flexão vertical

Quanto à evolução da frequência, em função do número de ordem do modo de vibração, esta está de acordo com a Figura 3.14, onde se ilustra, ainda que genericamente, a distribuição dos modos por tipologia:

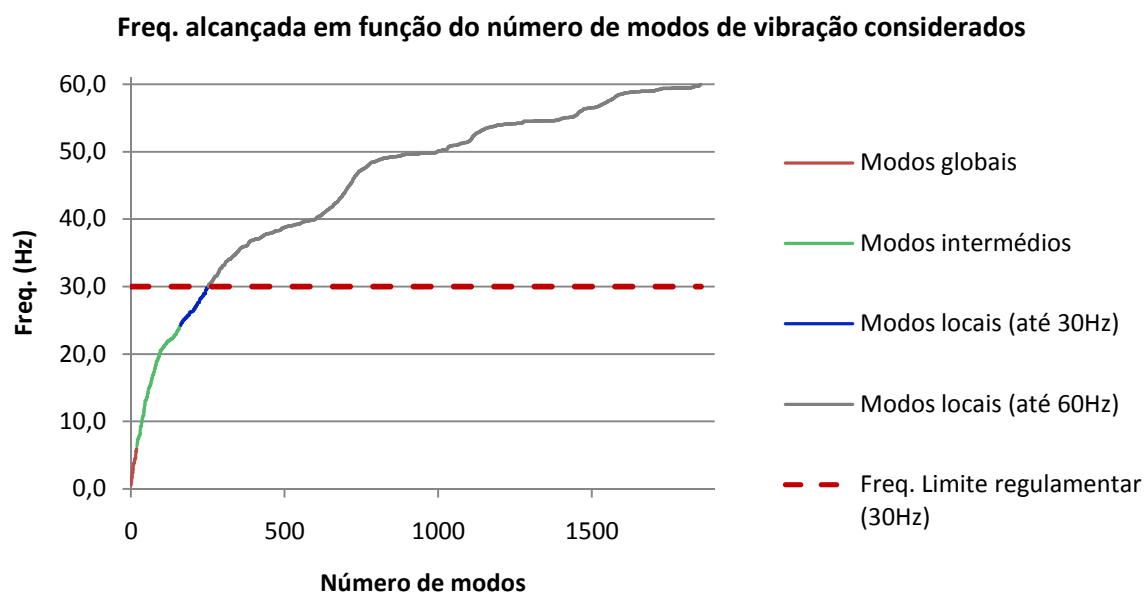


Fig. 3.14 – Frequência m função do número de ordem do modo de vibração

De sublinhar que, o aumento da frequência limite para 60Hz leva a um aumento do número de modos presentes para 1855, sendo os modos de flexão vertical presentes na faixa dos 30Hz aos 60Hz sobretudo modos locais do tabuleiro (ver Figura 3.15).

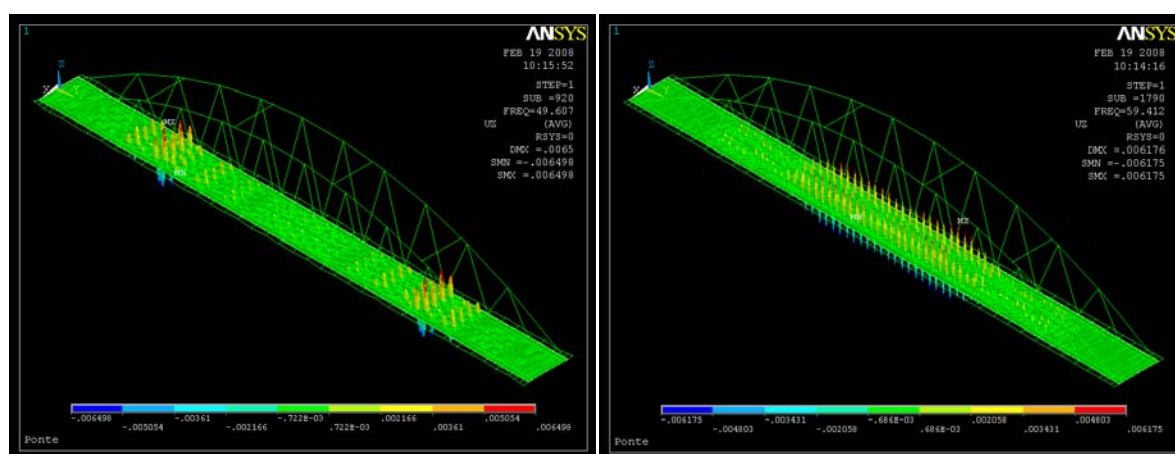


Fig. 3.15 – Exemplos de modos locais calculados no intervalo de frequências dos 30Hz aos 60Hz (modos 920 e 1790)

Os comandos, em linguagem APDL do ANSYS, usados na modelação da ponte, encontram-se no ANEXO IV.

3.3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO M2

Com vista a tornar as análises dinâmicas mais expeditas, procurou-se avaliar o efeito da redução do número de elementos finitos, por fusão de algumas das restrições impostas à malha de elementos finitos. Assim, construiu-se um novo modelo, em que, as longarinas mais próximas do alinhamento dos carris foram deslocadas segundo X, para coincidirem com os mesmos. Também as longarinas mais próximas dos guarda-balastro, foram deslocadas segundo X, para coincidirem com o guarda-balastro (ver Quadro 3.6). O modelo assim desenvolvido foi designado como o modelo M2.

Quadro 3.6 – Alinhamentos longitudinais a respeitar no modelo M2

Núm. do alinhamento	X (m)	Descrição	Dist. para o alinhamento seguinte (m)
1	-5,500	Viga longitudinal	1,100
2	-4,400	Guarda balastro+Nervura longitudinal	0,980
3	-3,420	Nervura longitudinal	0,706
4	-2,714	Carril+Nervura longitudinal	0,814
5	-1,900	Nervura longitudinal	0,695
6	-1,205	Carril+nervura longitudinal	0,825
7	-0,380	Nervura longitudinal	0,380
8	0,000	Eixo	0,380
9	0,380	Nervura longitudinal	0,825
10	1,205	Carril+Nervura longitudinal	0,695
11	1,900	Nervura longitudinal	0,814
12	2,714	Carril+Nervura longitudinal	0,706
13	3,420	Nervura longitudinal	0,980
14	4,400	Guarda balastro+Nervura longitudinal	1,100
15	5,500	Viga longitudinal	-

Todas as restantes restrições foram mantidas, bem como as características dos elementos de viga considerados na modelação anterior.

O modelo resultante, é, de facto, computacionalmente mais leve do que o modelo de elementos finitos precedente, tal como se pode concluir da análise do Quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Dimensões dos modelos de elementos finitos M1 e M2

Parâmetro	Modelo M1	Modelo M2	Redução
Núm. de nós	23549	21649	8,1%
Núm. de elementos	32784	30724	6,3%

Construído o modelo, procedeu-se novamente a uma análise modal, tendo-se obtido 316 modos de vibração até aos 30Hz e 2130 até aos 60Hz. Na Figura 3.14 encontra-se a comparação em termos de frequência atingida em função do número de modos considerados, para as duas modelações, M1 e M2, adoptadas.

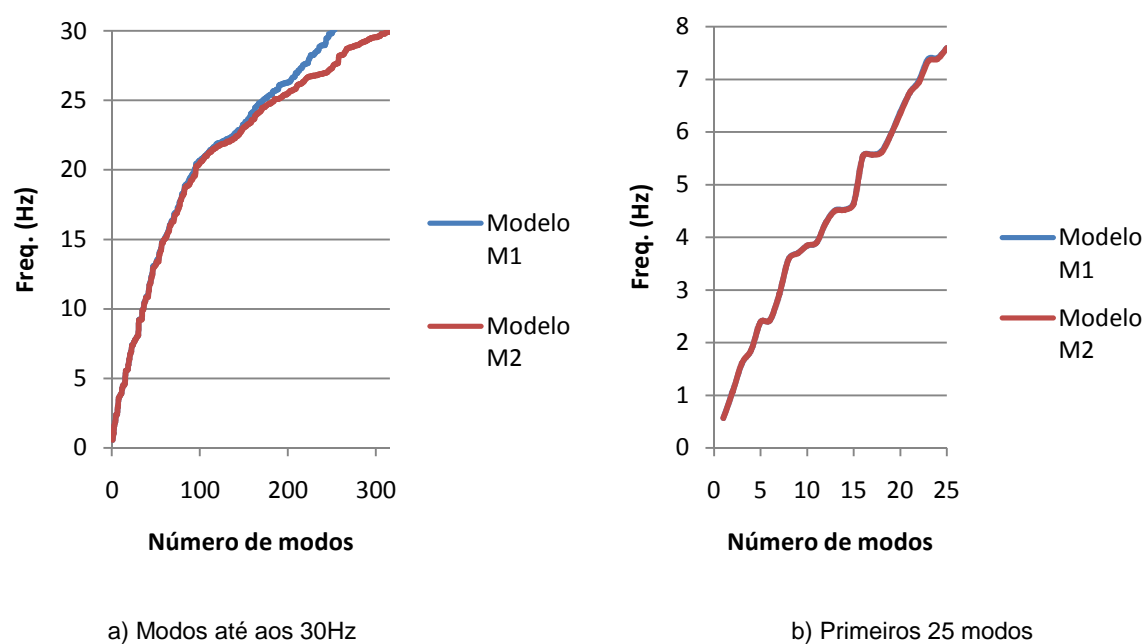


Fig. 3.16 – Comparação das frequências calculadas com os modelos M1 e M2

Em função do número de ordem dos modos

Pode-se observar que a concordância é perfeita para os modos globais, afastando-se os resultados ligeiramente para os modos intermédios e bastante para os modos locais. Prevê-se assim a desadequação deste segundo modelo para as análises dinâmicas a realizar. No entanto, para os estudos paramétricos, que incidiram apenas sobre os modos globais, a utilização deste modelo afigurou-se mais adequada, tornando os cálculos menos morosos.

3.3.3. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM INCLUSÃO DA VIA - MCV

No sentido de avaliar a importância da modelação da via em pontes com tabuleiro ortotrópico, procedeu-se à sua elaboração, a partir do modelo M1, definido anteriormente. Foram consideradas as seguintes características dos diversos elementos da via:

Quadro 3.8 – Características dos elementos da via (Ribeiro, 2007)

Elemento da via	E (Pa)	A (m ²)	I _y (m ⁴)	m
Carril UIC 60	2,10E+11	7,69E-03	3,06E-05	60kg/m/carril
Palmilha	2,00E+08	-	-	-
Travessa de betão	3,50E+10	6,00E-02	2,00E-04	375kg/travessa
Balastro	7,00E+07	-	-	1800kg/m ³

Houve necessidade de considerar um novo material, o betão, para definir as travessas. As características consideradas para este material foram módulo de elasticidade $E=35\text{GPa}$, coeficiente de Poisson $\nu=0,30$ e massa volúmica de $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Considerou-se que o eixo das travessas se encontra à cota $Z=0,450\text{m}$, ou seja, 45cm acima da chapa do tabuleiro. Por sua vez estando o topo do carril à cota $Z=0,750\text{m}$, assumiu-se que o eixo do mesmo se encontra aproximadamente à cota $Z=0,650\text{m}$.

A massa do balastro foi a única a ser adicionada aos elementos de casca do tabuleiro. Assim, e de acordo com a equação (3.1), a massa adicional associada aos elementos de casca entre guarda-balastros foi de apenas 1100kg/m^2 , e não 1280kg/m^2 , valor adoptado nos modelos sem via.

Sendo a ponte simétrica em relação ao plano $X=0,000\text{m}$, e possuindo duas vias posicionadas também elas simetricamente, a exposição seguinte será feita apenas para a via situada na zona de $X \geq 0\text{m}$, visto a modelação da via situada na zona de $X < 0\text{m}$ ter sido feita de forma análoga.

Considerou-se uma altura média da base das travessas de 40cm ($Z=0,400\text{m}$) em relação à cota máxima da chapa do tabuleiro ($Z=0,000\text{m}$). A degradação transversal das cargas foi realizada de acordo com as disposições regulamentares, tal como representado na Figura 3.17.

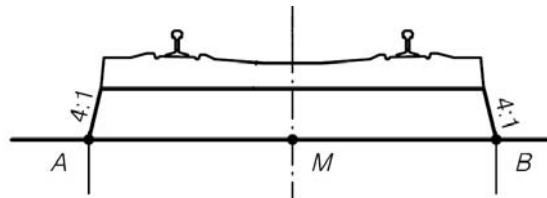


Fig. 3.17 – Distribuição transversal regulamentar das cargas transmitidas pelas travessas ao balastro (EN1991-2)

Assim, para um comprimento das travessas de 2,5m, chega-se a uma largura de influência de cada travessa de 2,7m:

$$B_{\text{influência}} = \frac{1}{4} \times h_{\text{travessa}} + L_{\text{travessa}} + \frac{1}{4} \times h_{\text{travessa}} = \frac{1}{4} \times 0,4 + 2,5 + \frac{1}{4} \times 0,4 = 2,7\text{m} \quad (3.4)$$

Seja X_A , X_B e X_M as coordenadas transversais dos pontos A, B e M de acordo com o representado na Figura 3.16. Considerando as travessas centradas com os carris, em ambas as vias ($X_M=+1,9595\text{m}$), obtém-se $X_A=+0,6095\text{m}$ e $X_B=+3,3095\text{m}$, respectivamente. Face a estes limites transversais, mas tendo ainda em conta alguma variabilidade e incerteza na definição de h_{travessa} , consideraram-se abrangidos por cada travessa j , os nós do tabuleiro com as coordenadas X_i apresentadas no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Coordenadas X_i dos nós abarcados pela largura de influência das travessas

i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	$X_{M,MEF}$	$X_{M,REAL}$	Erro (%)
X_i (m)	0,633	0,887	1,140	1,205	1,437	1,668	1,900	2,153	2,407	2,660	2,714	2,949	3,185	3,420	2,027	1,960	1,22%

Assim, denomine-se genericamente como $N_{i,j}^{\text{tabuleiro}}$ o nó no alinhamento da travessa j , com coordenada X_i :

$$N_{i,j}^{tabuleiro} = (X_i, Y_j, -0,02 \times |X_i|) \quad (3.5)$$

Para cada nó $N_{i,j}^{tabuleiro}$ foi criado o correspondente nó $N_{i,j}^{travessa}$, assim definido:

$$N_{i,j}^{travessa} = (X_i; Y_j; 0,45) \quad (3.6)$$

correspondente, no fundo, à projecção vertical do nó $N_{i,j}^{tabuleiro}$ no plano $Z=0,45m$.

Os nós $N_{i,j}^{travessa}$ são os usados na definição das travessas, sendo cada travessa j definida com elementos BEAM44 a unir os 14 nós $N_{i,j}^{travessa}$ a ela associados. Os nós $N_{i,j}^{travessa}$ estão ligados aos correspondentes $N_{i,j}^{tabuleiro}$ por molas de comportamento puramente elástico, designadas no ANSYS por COMBIN14. Para cada alinhamento i é definido um diferente K_i , de acordo com a expressão:

$$K_i = K_{balaastro} \times b_{i,eff} \times a_{i,eff} \quad (3.7)$$

com $a_{i,eff}=0,6m$ e $b_{i,eff}$ igual à largura de influencia de cada nó (ver Quadro 3.10).

Quadro 3.10 – Rigidez vertical das molas simuladoras do balastro

i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
X_i (m)	0,633	0,887	1,140	1,205	1,437	1,668	1,900	2,153	2,407	2,660	2,714	2,949	3,185	3,420
$b_{i,eff}$ (m)	0,127	0,253	0,159	0,148	0,232	0,232	0,243	0,253	0,253	0,154	0,145	0,235	0,235	0,118
k_i (N/m)	5,320E+06	1,064E+07	6,685E+06	6,231E+06	9,729E+06	9,729E+06	1,019E+07	1,064E+07	1,064E+07	6,453E+06	6,075E+06	9,885E+06	9,885E+06	4,941E+06

Foram ainda criados os nós $N_{i,j}^{carril} = (X_i; Y_j; 0,65)$, desta feita apenas para $i=4$ e $i=11$. Entre cada $N_{i,j}^{carril}$ e o correspondente $N_{i,j}^{travessa}$ foram definidas molas, com $K_{palmilha} = 200 \times 10^6 N/m$, que traduzem o efeito das palmilhas existentes entre os carris e as travessas. Os carris são definidos com elementos BEAM44 a unir os nós $N_{i,j}^{carril}$ para um valor fixo de i (4 ou 11) e sucessivos valores de j .

Para evitar o surgimento de modos transversais da via, que nada trariam de útil ao estudo, ligaram-se os deslocamentos horizontais (segundo X e Y) dos nós da via ($N_{i,j}^{carril}$ e $N_{i,j}^{travessa}$) aos deslocamentos horizontais dos correspondentes nós do tabuleiro ($N_{i,j}^{tabuleiro}$), sendo os últimos os MasterDOF e os primeiros os SlaveDOF, ou seja, os deslocamentos horizontais dos nós da via estão subordinados aos deslocamentos horizontais dos correspondentes nós do tabuleiro.

De referir, finalmente, que enquanto na modelação da ponte sem via se considerava a existência de 230 travessas sobre a ponte por par de carris, na modelação da via considerou-se que esta começava 5 travessas antes da extremidade $Y=0,000m$ e terminava 5 travessas após a extremidade $Y=138,044m$. Foi então necessário criar, para as 10 novas travessas, nós $N_{i,j}^{tabuleiro}$ fictícios, equivalentes aos existentes no tabuleiro, e que correspondem no fundo à base da via no solo. Esses nós sofreram o bloqueamento dos seus 3 graus de liberdade de translação. O modelo desenvolvido encontra-se ilustrado na Figura 3.18.

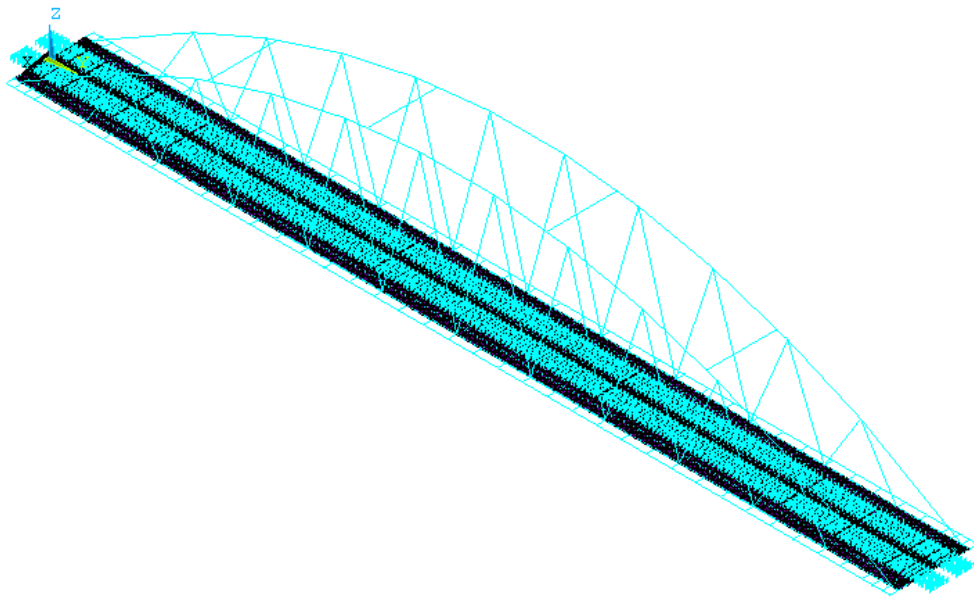


Fig. 3.18 – Modelo numérico da ponte com via (MCV)

A análise modal ao presente modelo permitiu calcular 250 modos de vibração até aos 30 Hz, valor muito próximo dos 251 modos obtidos com o modelo M1, facto que se encontra ilustrado na Figura 3.19.

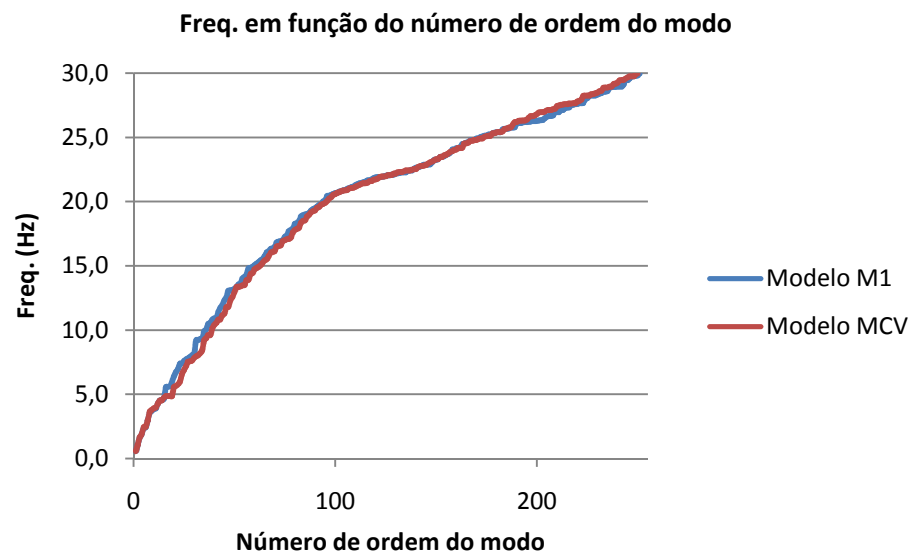


Fig. 3.19 – Comparação das frequências em função do número de ordem do modo, para os modelos M1 e MCV

Quanto aos modos de vibração vertical verifica-se que em quase todos a frequência aumenta ligeiramente no modelo com via, o que se justifica com a redução da massa ligada directamente aos elementos de casca e com o aumento da rigidez proporcionado pela inclusão dos carris e das travessas.

3.4. ESTUDOS PARAMÉTRICOS

No sentido de melhor avaliar o funcionamento da estrutura na sua globalidade, foram realizados alguns estudos paramétricos que visaram sobretudo perceber a evolução dos modos globais da ponte em função da variação de parâmetros como a flecha e a rigidez do arco. O modelo base usado foi o modelo M2.

3.4.1. VARIAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO GLOBAIS PARA DIFERENTES FLECHAS DO ARCO

A flecha dos arcos, de uma ponte do tipo “bowstring”, tem uma importância crucial no seu comportamento dinâmico. Esta controla, para os modos globais, se o comportamento será o típico de pontes “bowstring”, com predominância do modo hemi-simétrico, ou se pelo contrário se predominará o comportamento tipo viga de inércia variável, o que acontece para relações flecha/vão reduzidas.

Foi criada, no ANSYS, uma rotina, que permitiu redefinir a posição dos nós do modelo numérico desenvolvido, em função da flecha, flecha essa que variou desde os 7,5m até aos 36m com incrementos de 0,5m. A geometria do arco existente é parabólica, tendo sido mantido esse modelo quadrático na redefinição sucessiva da geometria dos arcos.

Os modos de vibração resultantes para cada rearranjo foram analisados estando os resultados traduzidos nas Figuras 3.20 e 3.21, em que se apresentam as evoluções das frequências dos modos globais em função da flecha. Encontra-se assinalada com uma linha preta vertical a relação flecha/vão de base, que é a relação flecha/vão real, igual a 15,7%.

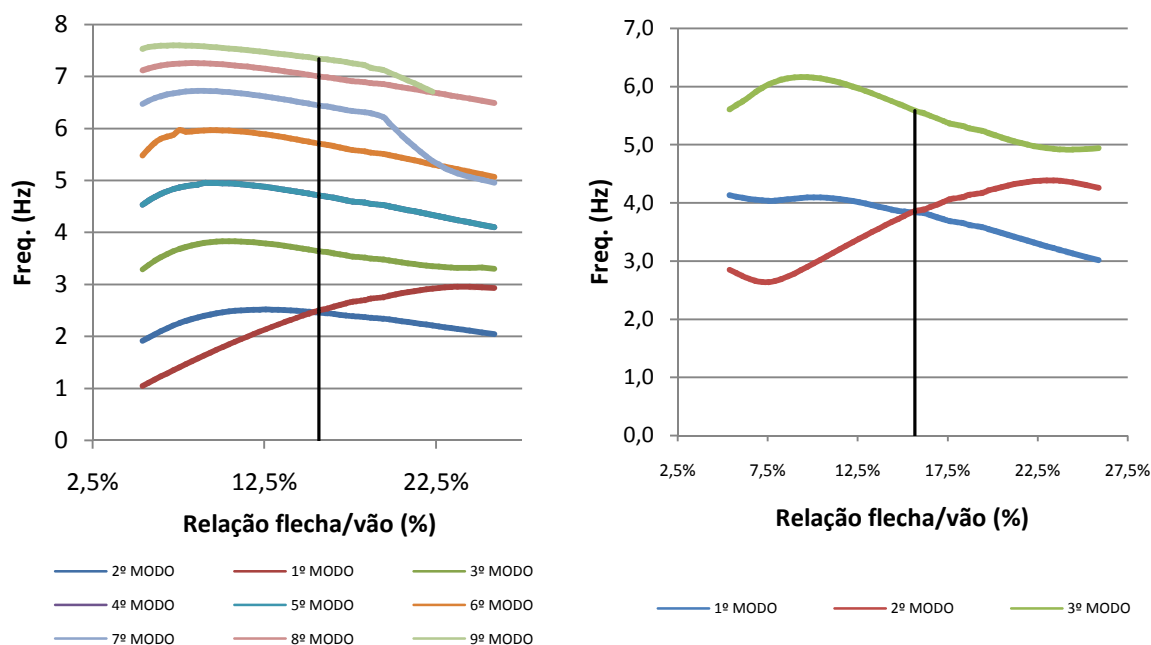


Fig. 3.20 – Modos de flexão vertical (à esquerda) e modos de torção (à direita)
em função da relação flecha/vão

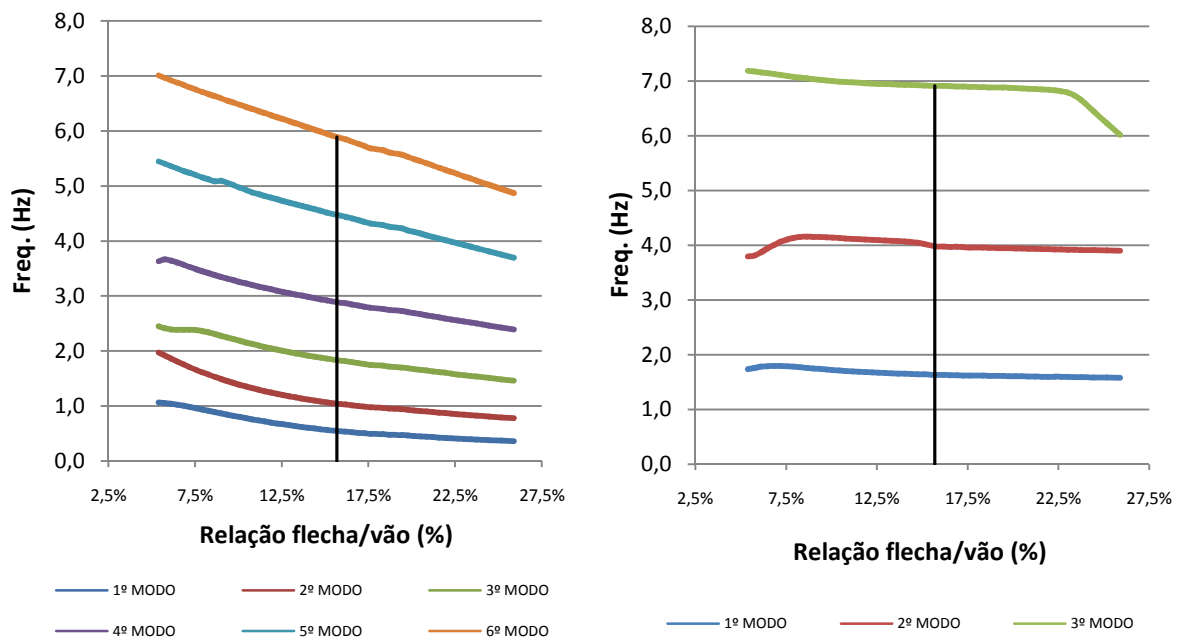


Fig. 3.21 – Modos transversais do arco (à esquerda) e do tabuleiro (à direita)
em função da relação flecha/vão

Da análise dos gráficos apresentados pode concluir-se que:

- Em termos de modos de flexão vertical apenas o modo de viga aumenta a sua frequência com a flecha (Figura 3.20). Todos os restantes têm um ponto para o qual a frequência é máxima diminuindo esta ligeiramente quando a flecha aumenta e mais bruscamente quando a flecha diminui.
- No que se refere aos modos de torção do tabuleiro (Figura 3.20), a sua frequência varia substancialmente com a variação da flecha, diminuindo no caso de alguns modos e aumentando no caso de outros.
- A frequência de todos os modos transversais do arco diminui ligeiramente com o aumento da flecha (Figura 3.21).
- A frequência de vibração dos modos transversais do tabuleiro mantém-se praticamente inalterada em toda a gama de flechas estudada (Figura 3.21).

3.4.2. VARIAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO GLOBAIS PARA DIFERENTES RIGIDEZES AXIAIS DO ARCO

Sendo o arco um dos principais elementos estruturais da ponte procurou-se então avaliar as consequências de um aumento ou diminuição progressiva da sua rigidez no comportamento dos modos de vibração globais. Neste caso, as alterações foram introduzidas de uma forma mais imediata do que no estudo da flecha, obtendo-se o aumento da rigidez axial do arco directamente pelo aumento da área da sua secção transversal. Os resultados obtidos encontram-se ilustrados nos gráficos 3.22 e 3.23, onde se apresenta a evolução da frequência dos modos globais em função da variação da rigidez axial do arco. Assinala-se com uma linha preta a situação de base correspondente à rigidez axial real do arco.

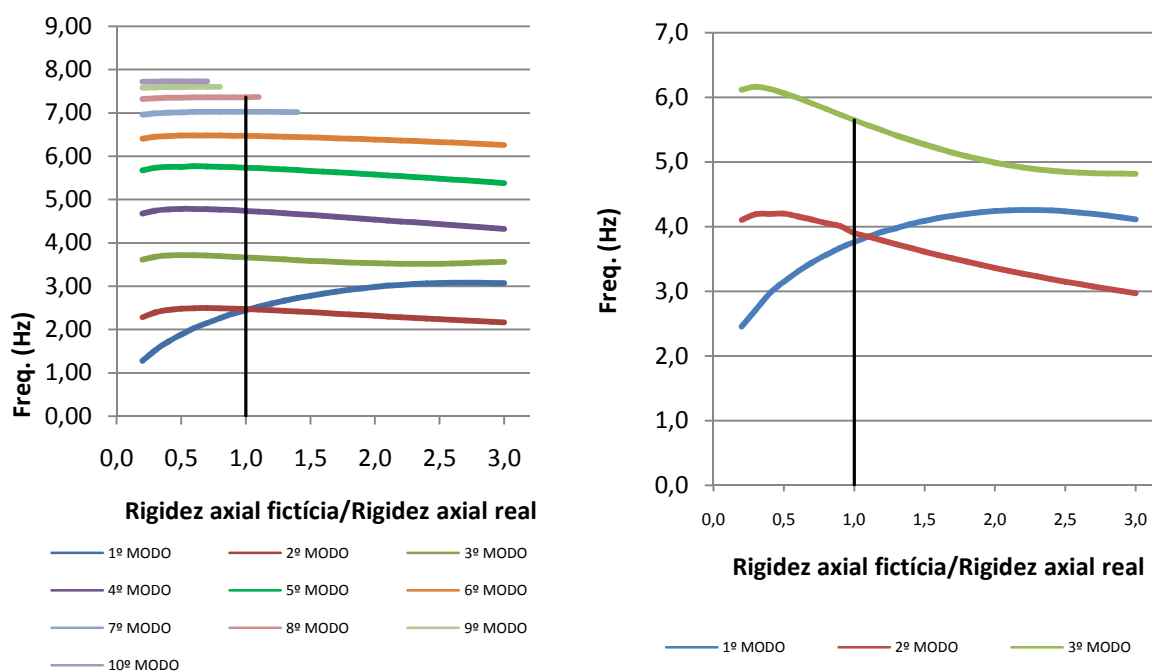


Fig. 3.22 – Modos de flexão (à esquerda) e de torção (à direita) do tabuleiro em função da rigidez axial do arco

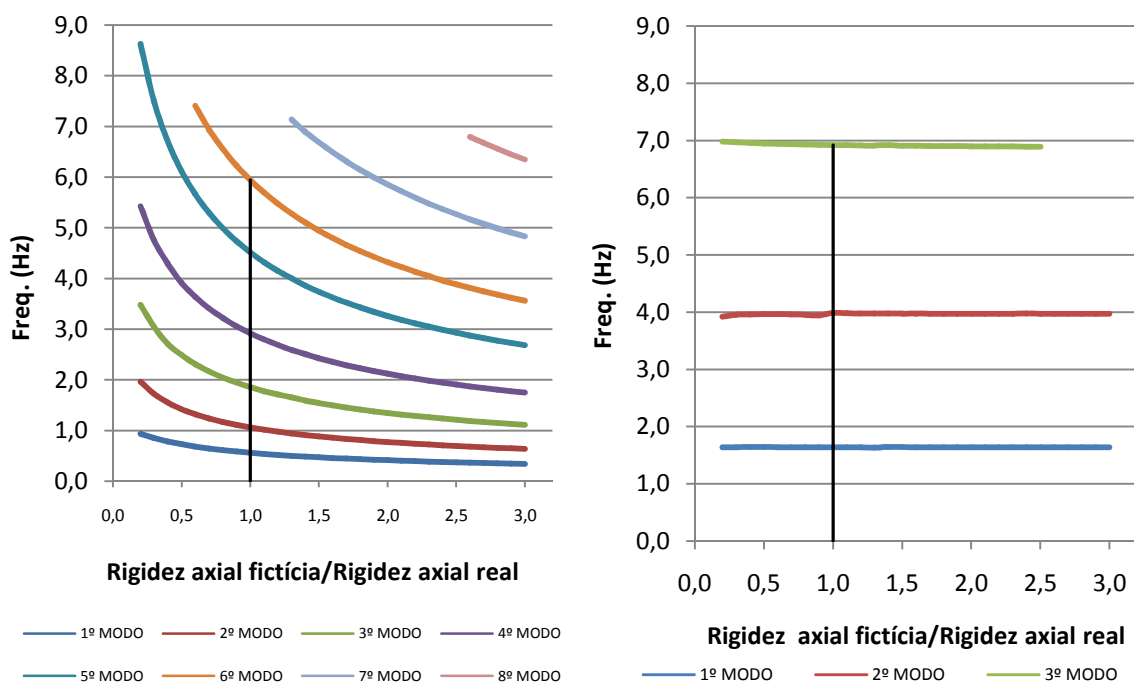


Fig. 3.23 – Modos transversais do arco (à esquerda) e do tabuleiro (à direita) em função da rigidez axial do arco

Importa referir que as interrupções dos gráficos dos modos com frequências mais elevadas se deve ao facto de ao longo da análise alguns modos cederem o seu lugar nos primeiros 25 a outros modos que vêm a sua frequência descer mais rapidamente. Da análise dos gráficos apresentados pode concluir-se que:

- Os modos de flexão vertical são pouco afectados, com excepção do modo de viga que vê a sua frequência aumentar (Figura 3.22).
- Os modos de torção têm tendência a ver a sua frequência baixar, com excepção do primeiro modo, cuja frequência aumenta até um certo nível de rigidez do arco, começando só a partir desse momento a diminuir (Figura 3.22).
- Os modos transversais do tabuleiro mantêm-se também praticamente inalterados (Figura 3.23).
- Os modos transversais do arco vêm a sua frequência baixar como resultado do aumento da massa do arco necessária ao aumento da sua rigidez (Figura 3.23).

4

ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo procede-se à análise dinâmica da Ponte de Prester. A complexidade da resposta estrutural da ponte, seja em termos de acelerações, seja em termos de deslocamentos, levou à necessidade de realizar vários estudos numéricos, no sentido de perceber quais os parâmetros que comandam essa mesma resposta.

Primeiramente, foi avaliada e estudada a resposta dinâmica no sentido longitudinal e no sentido transversal da ponte, para uma situação de base em que a via não se encontra modelada, o amortecimento é constante para todos os modos de vibração da estrutura e as cargas são aplicadas pontualmente ao nível das travessas. Estes foram considerados os resultados de referência, perante os quais todos os restantes são confrontados. Os resultados assim obtidos foram, em seguida, comparados com os obtidos para a situação de aplicação da carga de forma distribuída pela área de influência de cada travessa. Posteriormente, para o modelo sem a via, foi ainda calculada a resposta considerando que os amortecimentos modais não são constantes, mas em vez disso, variam de modo para modo em função do respectivo comprimento de onda.

Em seguida, procedeu-se à análise de um modelo com a via incorporada, tendo-se, tal como para o modelo anterior, calculado as respostas para a situação de amortecimento constante e para a situação de amortecimentos modais variáveis.

Foi ainda realizada uma comparação entre o nível de acelerações observado na chapa e o nível de acelerações observado, nas mesmas condições, sobre os elementos estruturais mais próximos.

Finalmente, foi avaliada a resposta para 3 diferentes soluções de reforço do tabuleiro ortotrópico: aumento da rigidez das longarinas, aumento da rigidez das carlingas e aumento da rigidez das vigas laterais. Estas alterações na rigidez do tabuleiro foram realizadas isoladamente, não se tendo procedido a combinações das soluções.

Os regulamentos estabelecem que, em pontes com duas vias, para a análise do estado limite de segurança da via, ou seja, para avaliação do nível de acelerações no tabuleiro, basta a consideração da passagem do comboio numa das vias desde que se proceda à verificação das acelerações a toda a largura do tabuleiro. Foi esta a regra seguida nas análises, tendo o comboio utilizado sido o Thalys, comboio articulado actualmente em circulação neste troço da via e cuja distribuição dos eixos se encontra representada na Figura 4.1. Para os objectivos do presente estudo, de análise dos efeitos

locais e para a validade dos resultados obtidos e das conclusões tiradas não se achou necessária a passagem exaustiva de vários tipos de comboios.

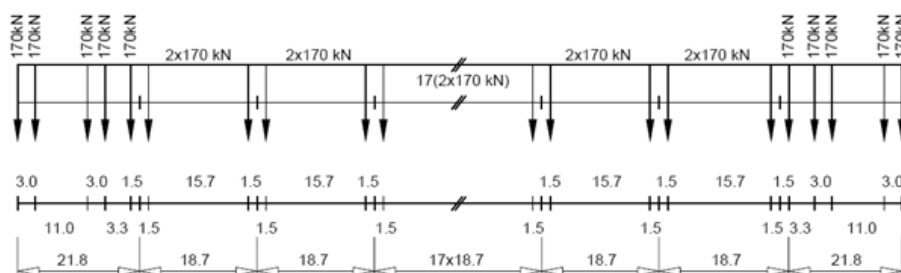


Fig. 4.1 – Distribuição longitudinal dos eixos do comboio articulado Thalys

Os regulamentos definem que as análises dinâmicas devem ser efectuadas para velocidades de circulação até à velocidade máxima de projecto, igual a 1,2 vezes a velocidade máxima de circulação permitida na linha. No caso da Ponte de Prester, estando esta inserida numa zona da Rede de Alta Velocidade Belga onde se admite uma velocidade máxima de circulação de 350 km/h as análises deveriam ser realizadas para velocidades até $V = 1,2 \times 350 \text{ km/h} = 420 \text{ km/h}$. No entanto, prevendo aumentos da velocidade máxima de circulação admitida, dos 350 km/h para os 420 km/h definiu-se que as análises deveriam ser realizadas para velocidades até aos 510 km/h, aproximadamente ($V = 1,2 \times 420 \text{ km/h} = 504 \text{ km/h} \approx 510 \text{ km/h}$).

Finalmente, na definição do passo de integração, as expressões (2.11), (2.12) e (2.13) levam a valores de 0,0042s, 0,0010s e 0,0017s respectivamente. Tendo em conta estes resultados e o elevado número de análises a realizar procurou-se um compromisso entre o rigor e a rapidez de cálculo, tendo-se então adoptado um passo de integração de 0,002s para todas as análises.

4.2. RESPOSTA DINÂMICA DA PONTE AO LONGO DA DIRECÇÃO LONGITUDINAL SEM CONSIDERAÇÃO DA VIA E COM COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO CONSTANTE ($\zeta = 0,5\%$)

4.2.1. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DOS RESULTADOS PARA SITUAÇÃO DE CARGA PONTUAL

Na presente análise, e sendo esta uma ponte metálica com vão superior a 20m, o coeficiente de amortecimento considerado foi, de acordo com a norma EN1991-2, $\zeta = 0,5\%$. Foram obtidos os resultados em pontos ao longo da longarina situada entre os dois carris carregados, a 1,900m do eixo do tabuleiro (ver Figura 4.2).

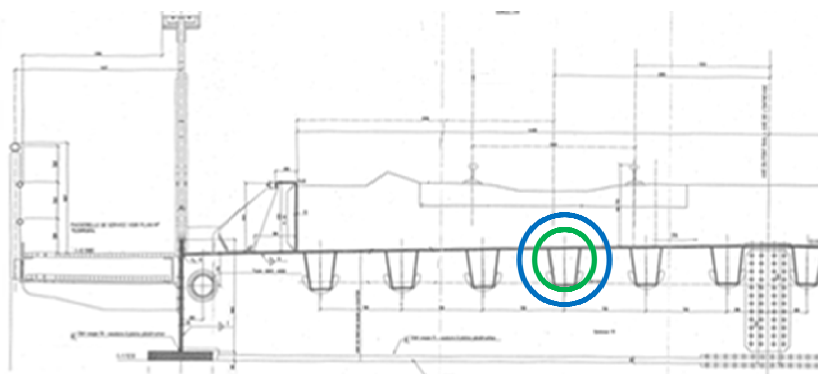


Fig. 4.2 – Longarina em que se controla a resposta dinâmica

Consideraram-se mais relevantes os pontos da longarina situados exactamente sobre carlingas e a meio vão entre carlingas, critério que culminou na necessidade de avaliar a resposta em 81 pontos ao longo do alinhamento considerado (ver Figura 4.3).

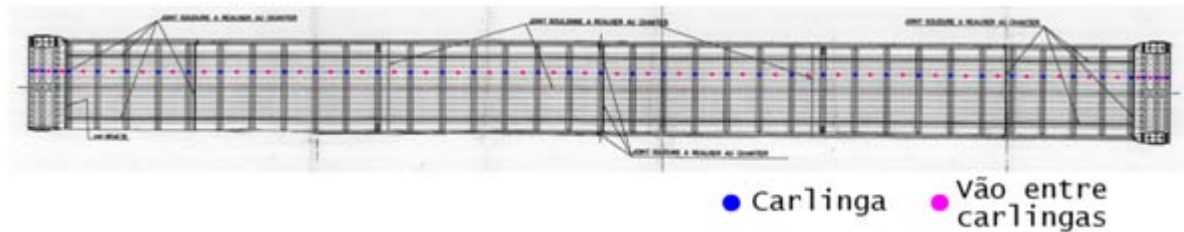


Fig. 4.3 – Pontos em análise

Uma descrição mais detalhada dos pontos analisados encontra-se no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Posicionamento longitudinal e descrição dos pontos em análise

Número	Y (m)	Descrição	Número	Y (m)	Descrição	Número	Y (m)	Descrição
1	0.000	CARLINGA	28	43.889	VÃO	55	96.089	CARLINGA
2	0.619	VÃO	29	45.822	TIRANTE/CARLINGA	56	98.022	VÃO
3	1.237	APOIO/CARLINGA	30	47.755	VÃO	57	99.955	CARLINGA
4	2.005	VÃO	31	49.689	CARLINGA	58	101.889	VÃO
5	2.773	CARLINGA	32	51.622	VÃO	59	103.822	TIRANTE/CARLINGA
6	3.581	VÃO	33	53.555	CARLINGA	60	105.755	VÃO
7	4.389	CARLINGA	34	55.489	VÃO	61	107.689	CARLINGA
8	6.123	VÃO	35	57.422	TIRANTE/CARLINGA	62	109.622	VÃO
9	7.856	CARLINGA	36	59.355	VÃO	63	111.555	CARLINGA
10	9.589	VÃO	37	61.289	CARLINGA	64	113.489	VÃO
11	11.322	TIRANTE/CARLINGA	38	63.222	VÃO	65	115.422	TIRANTE/CARLINGA
12	13.205	VÃO	39	65.155	CARLINGA	66	117.305	VÃO
13	15.089	CARLINGA	40	67.089	VÃO	67	119.189	CARLINGA
14	16.972	VÃO	41	69.022	TIRANTE/CARLINGA	68	121.072	VÃO
15	18.855	CARLINGA	42	70.955	VÃO	69	122.955	CARLINGA
16	20.739	VÃO	43	72.889	CARLINGA	70	124.839	VÃO
17	22.622	TIRANTE/CARLINGA	44	74.822	VÃO	71	126.722	TIRANTE/CARLINGA
18	24.555	VÃO	45	76.755	CARLINGA	72	128.655	VÃO
19	26.489	CARLINGA	46	78.689	VÃO	73	130.589	CARLINGA
20	28.422	VÃO	47	80.622	TIRANTE/CARLINGA	74	132.522	VÃO
21	30.355	CARLINGA	48	82.555	VÃO	75	134.455	CARLINGA
22	32.289	VÃO	49	84.489	CARLINGA	76	136.389	VÃO
23	34.222	TIRANTE/CARLINGA	50	86.422	VÃO	77	138.322	CARLINGA
24	36.155	VÃO	51	88.355	CARLINGA	78	140.255	VÃO
25	38.089	CARLINGA	52	90.289	VÃO	79	142.189	APOIO/CARLINGA
26	40.022	VÃO	53	92.222	TIRANTE/CARLINGA	80	144.122	VÃO
27	41.955	CARLINGA	54	94.155	VÃO	81	146.055	CARLINGA

As análises foram realizadas para uma gama de velocidades dos 160km/h aos 510km/h, em intervalos de 10km/h. Apresentam-se, na Figuras 4.4, alguns dos resultados, em termos de envoltórias de deslocamentos dinâmicos e estáticos ao longo da longarina, assinalando-se ainda o posicionamento dos apoios e dos pontos de ligação dos tirantes às vigas laterais.

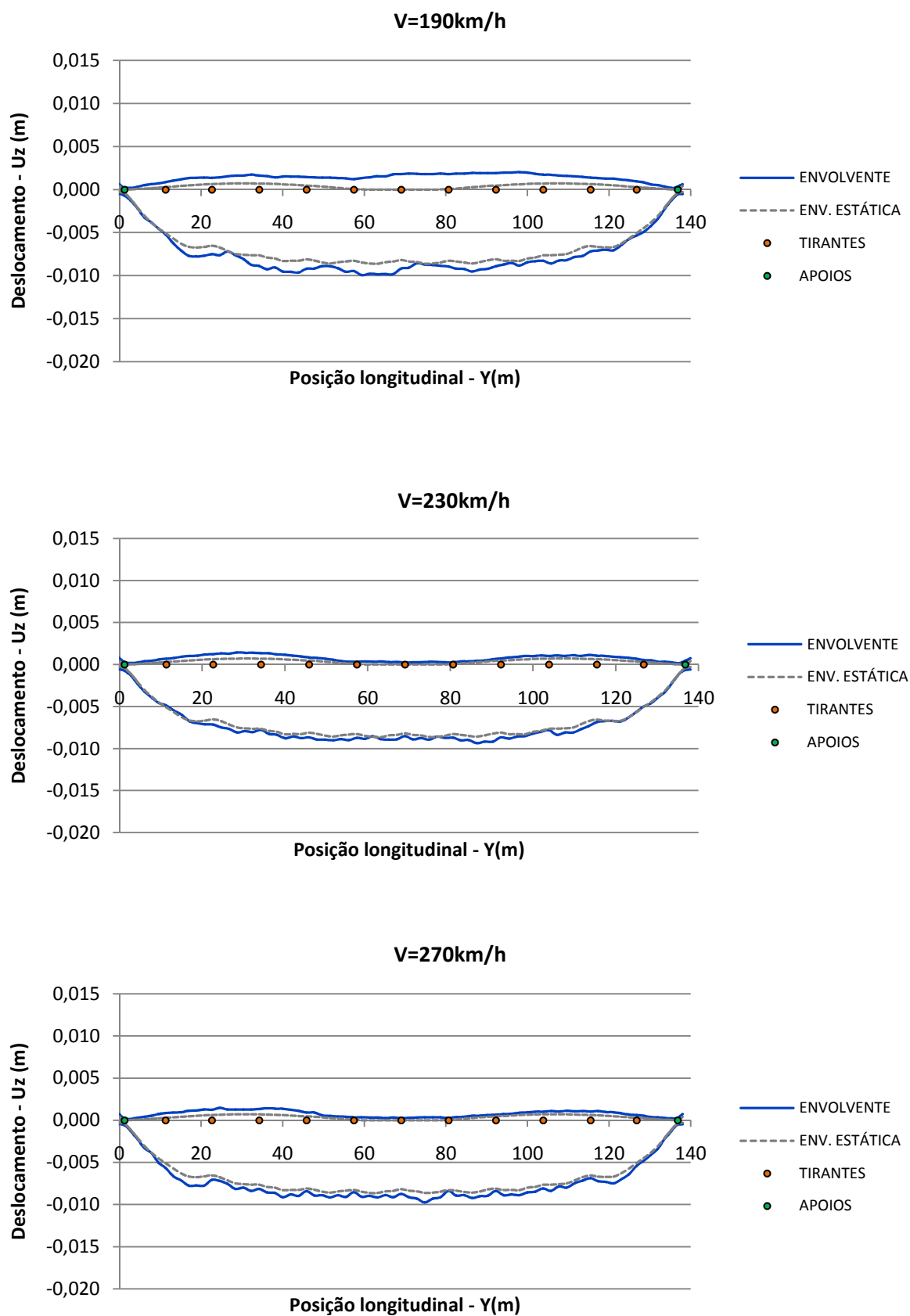


Fig. 4.4. Envelope de deslocamento para algumas velocidades de circulação

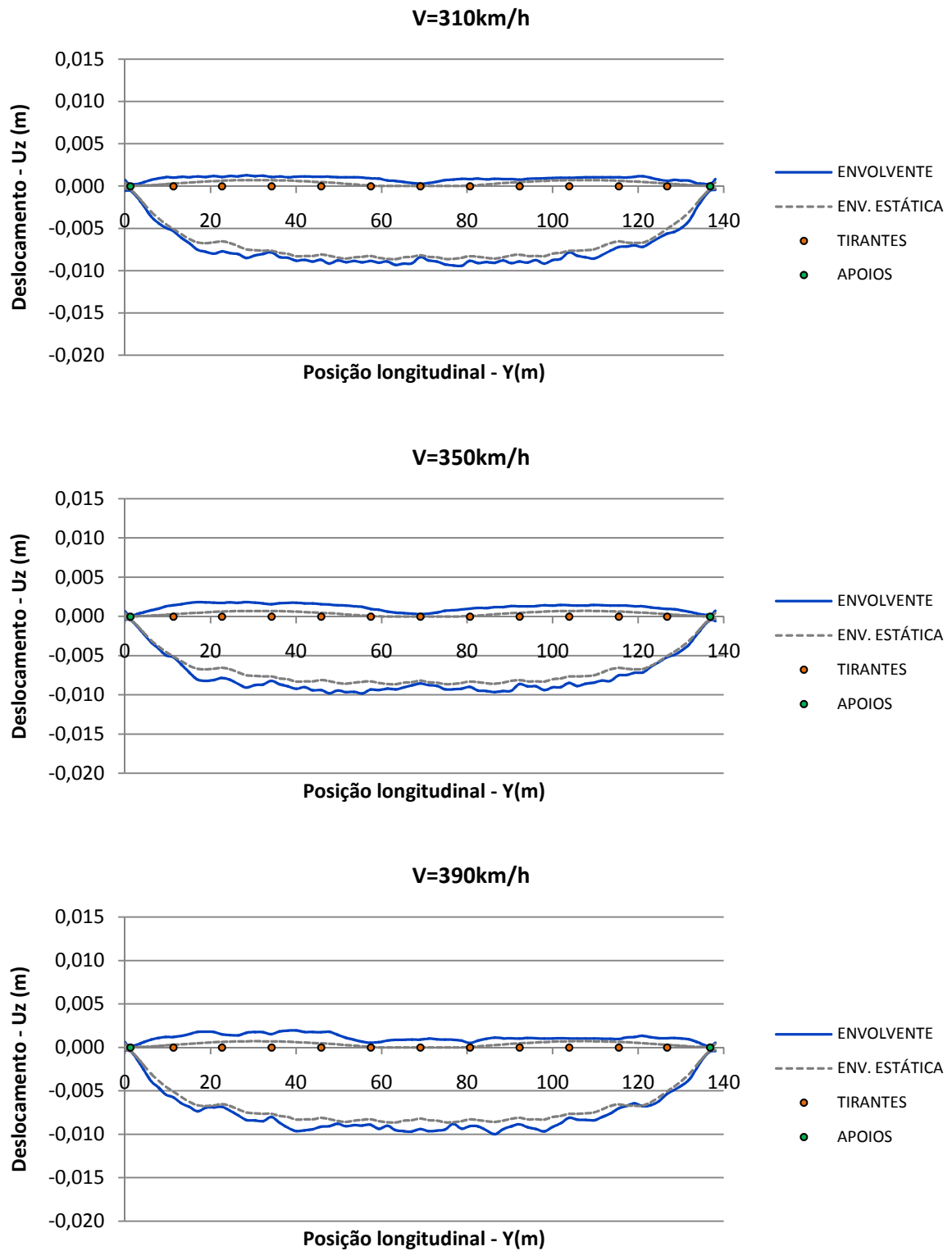


Fig. 4.4. Envelope de deslocamento para algumas velocidades de circulação (continuação)

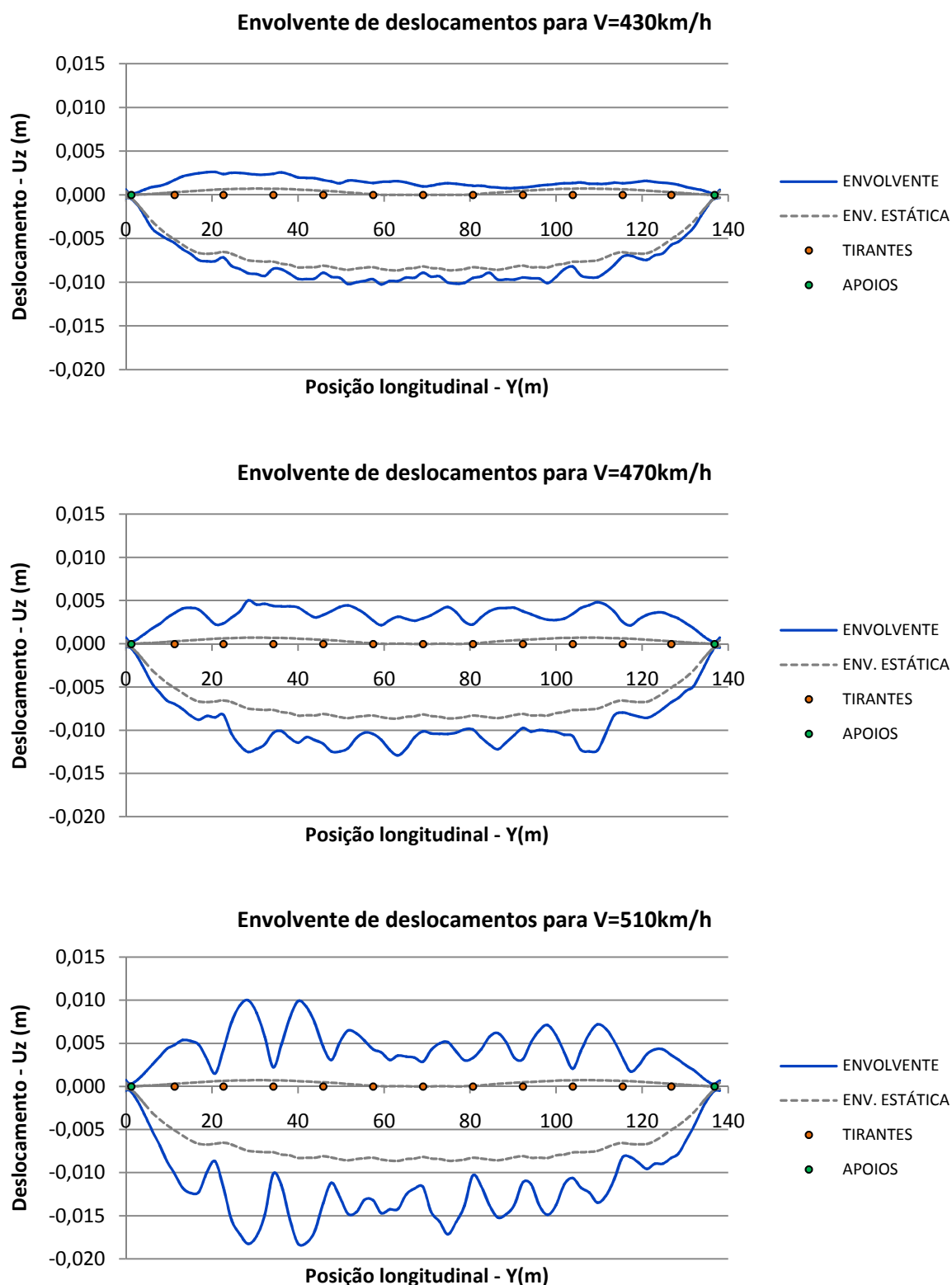


Fig. 4.4. Envolvente de deslocamento para algumas velocidades de circulação (continuação)

Apresentam-se também, na Figura 4.5, algumas das envoltivas de acelerações ao longo da longarina, confrontando-se os valores obtidos com o limite máximo regulamentar de $3,5\text{m/s}^2$ e assinalando-se ainda os apoios e os pontos de ligação dos pendurais ao tabuleiro.

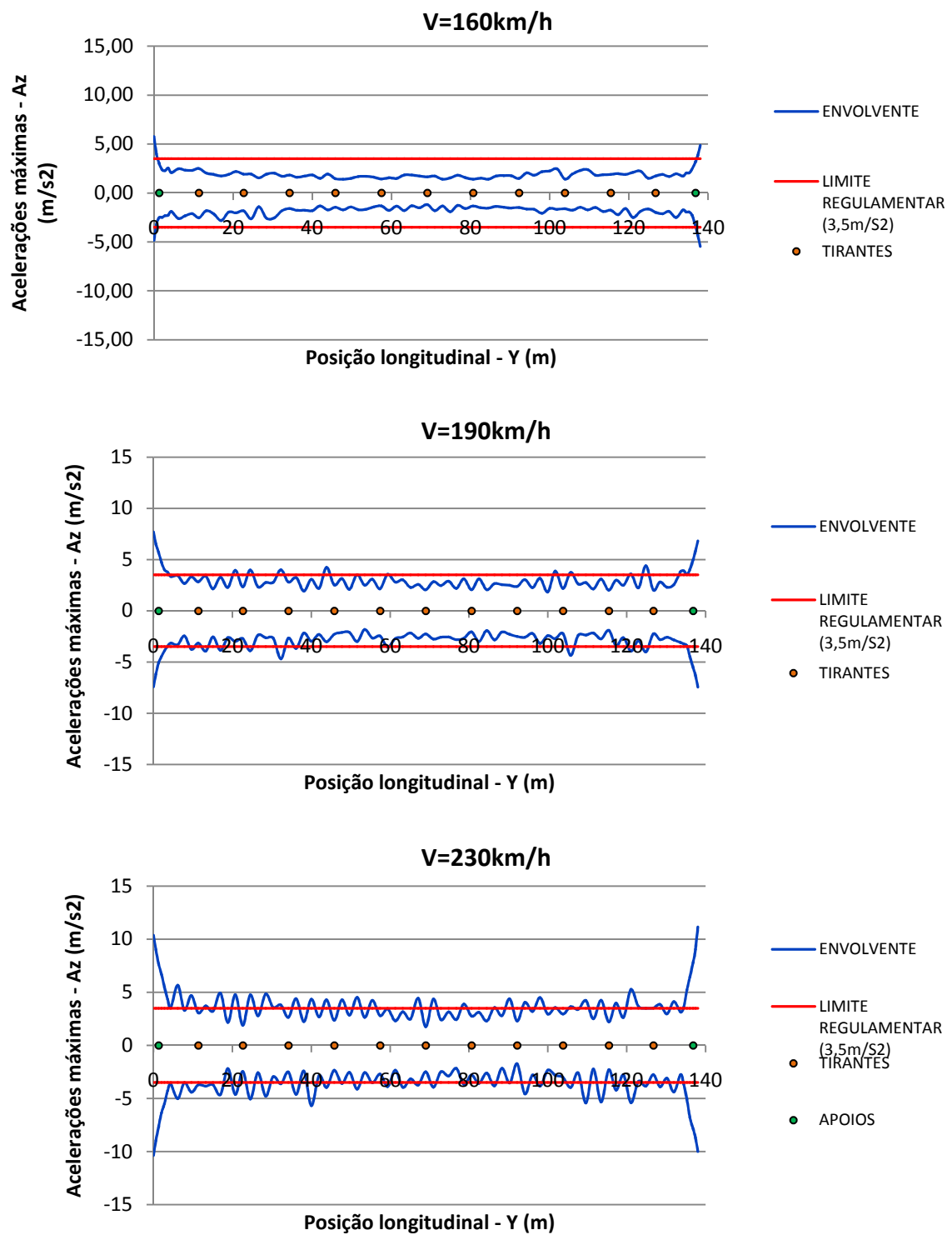


Fig. 4.5. Envelope de acelerações para algumas velocidades de circulação

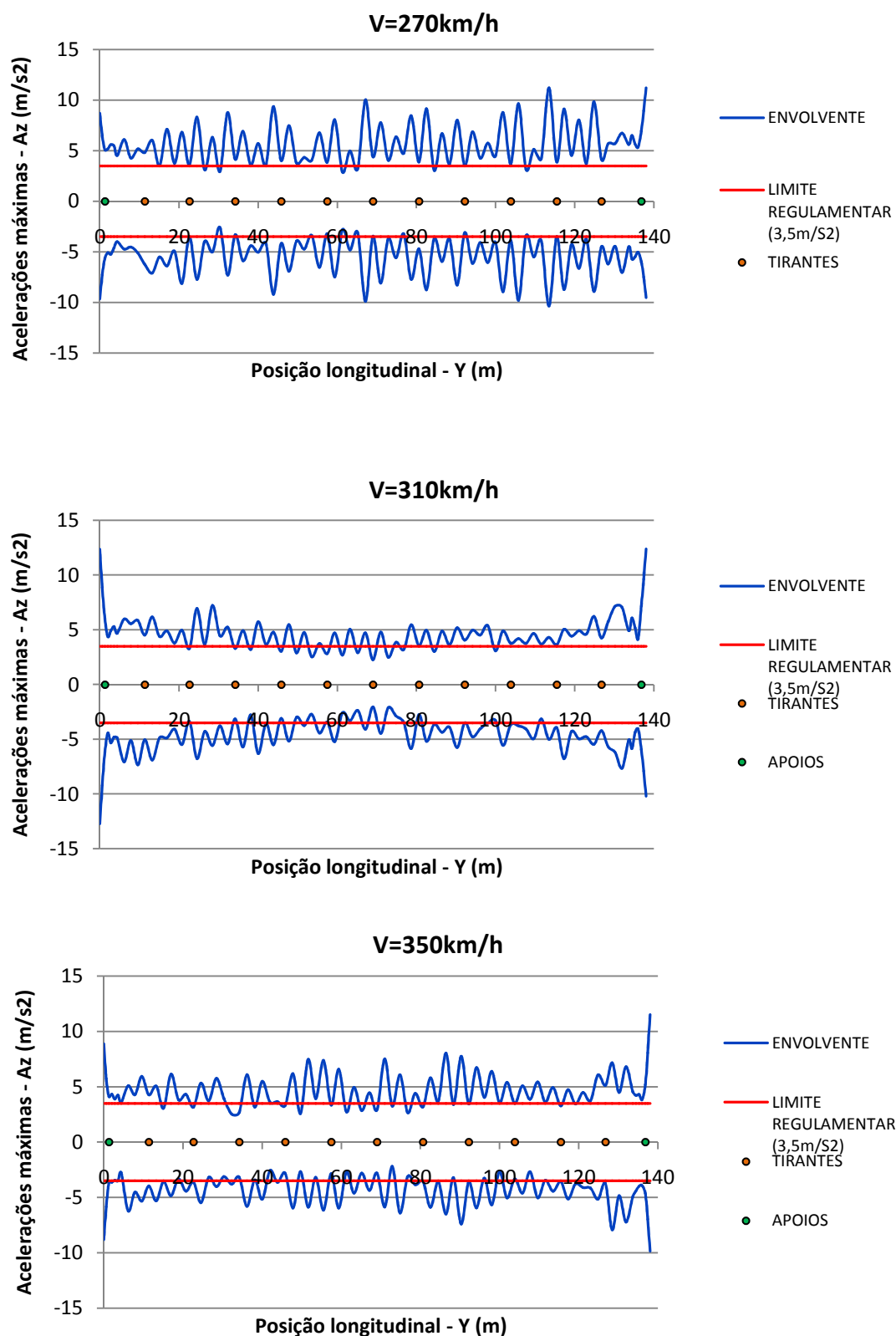


Fig. 4.5. Envelope de acelerações para algumas velocidades de circulação (continuação)

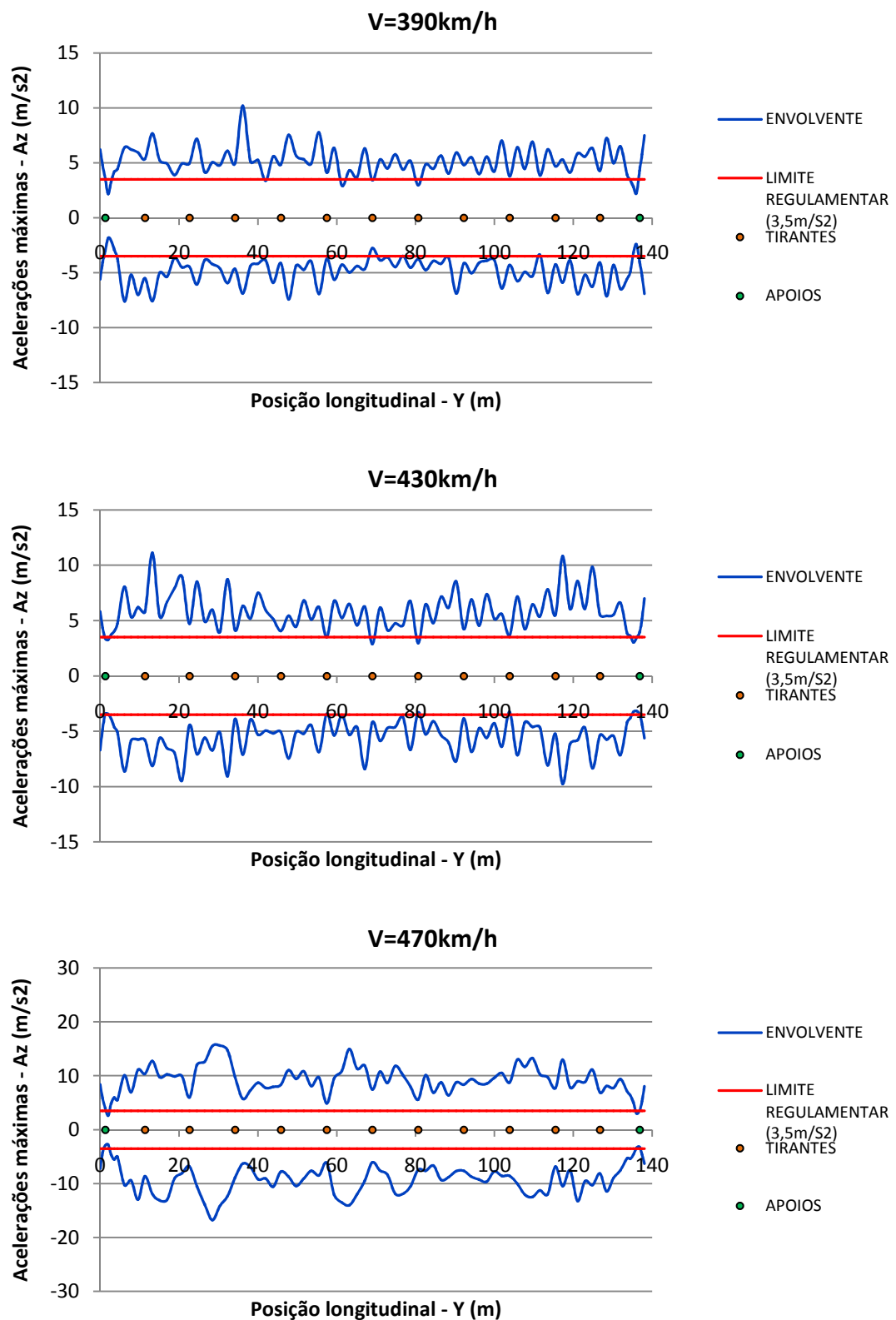


Fig. 4.5. Envolvente de acelerações para algumas velocidades de circulação (continuação)

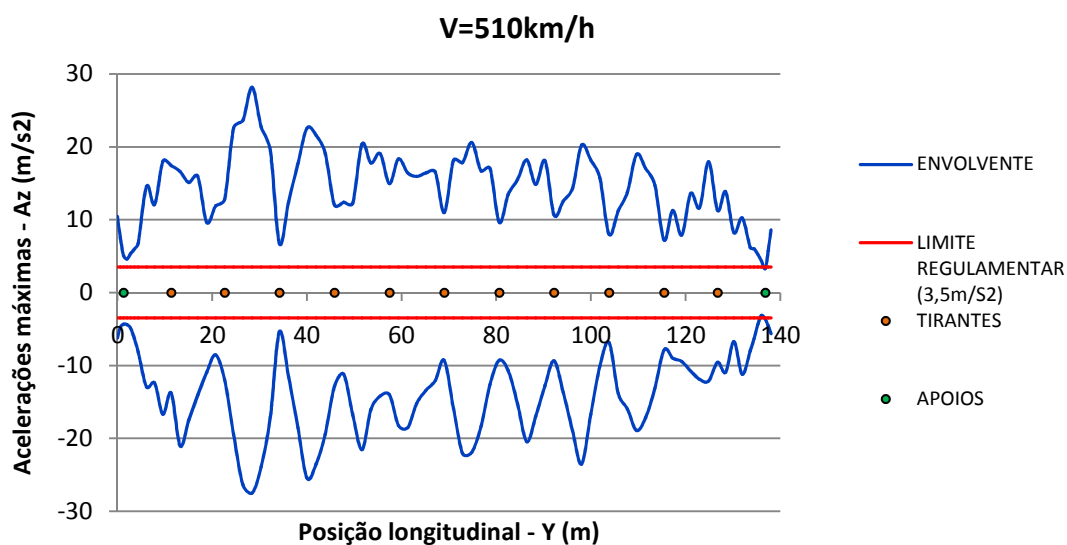


Fig. 4.5. Envoltória de acelerações para algumas velocidades de circulação (continuação)

Os gráficos de deslocamentos e acelerações para as restantes velocidades encontram-se disponíveis no ANEXO V. De referir que o registo dos deslocamentos é prolongado 3 segundos após a passagem do comboio sobre a ponte, de modo a incluir a zona correspondente à vibração livre. A título de exemplo, apresentam-se, na Figura 4.6, os registos de deslocamentos estáticos e dinâmicos da ponte, a meio vão, para a passagem do Thalys à velocidade de 510 km/h, em função da distância percorrida pelo comboio.

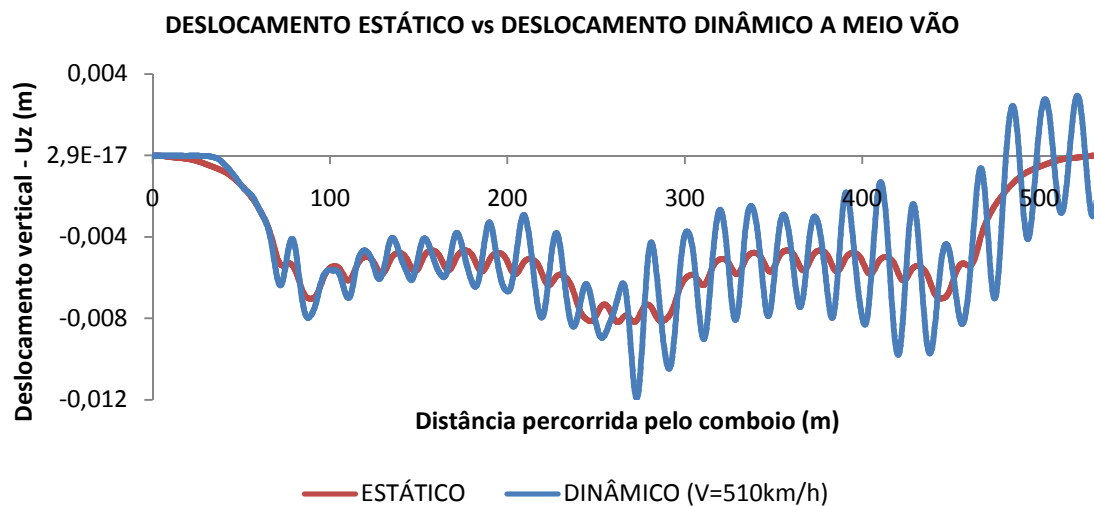
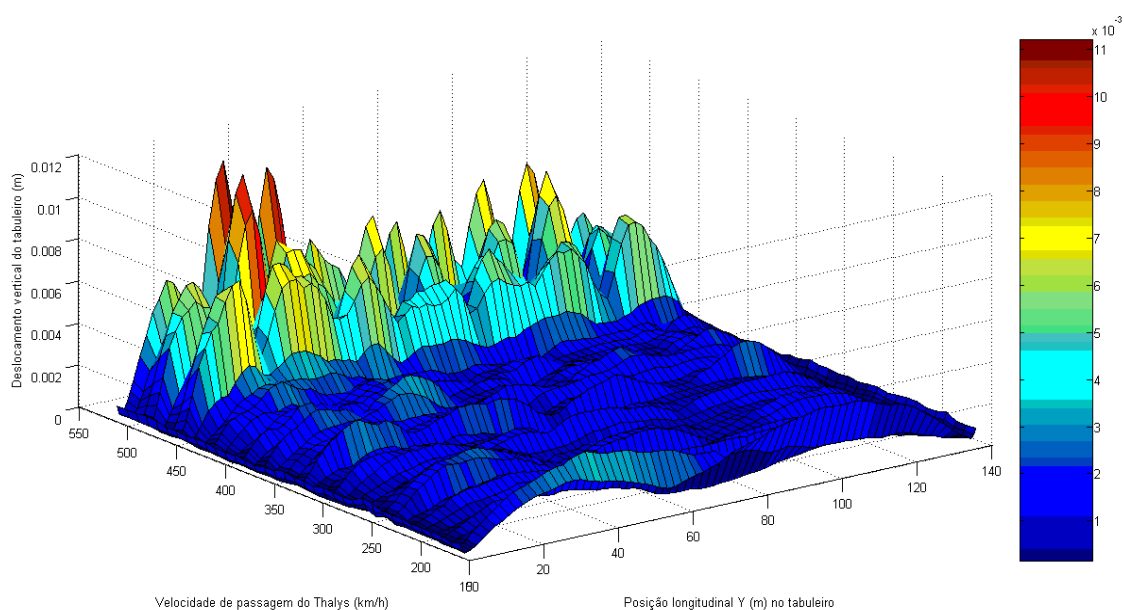
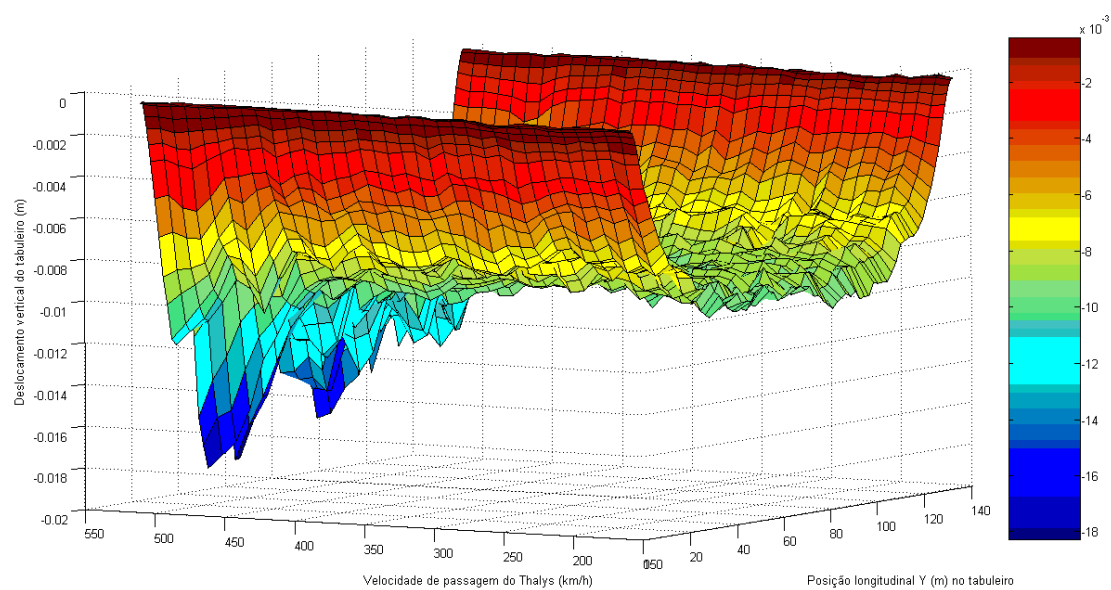


Fig. 4.6 – Deslocamentos dinâmicos (V=510km/h) e estáticos a meio vão da ponte

Condensando a informação dos registos máximos de deslocamentos e de acelerações para todos os pontos e para todas as velocidades obtemos as superfícies presentes nas Figuras 4.7 e 4.8.

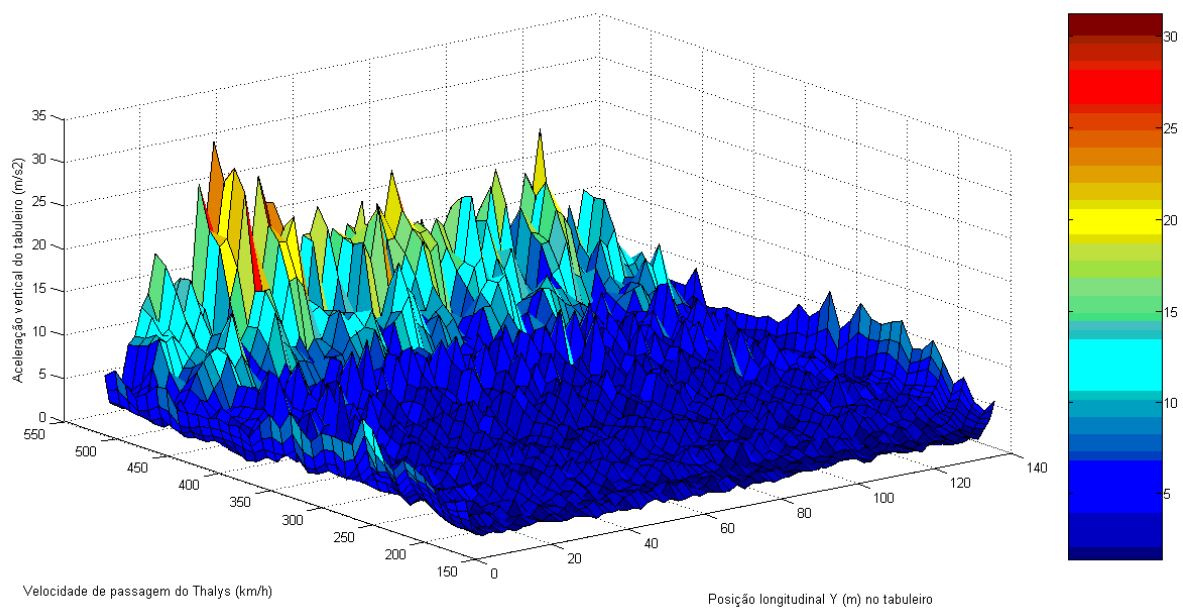


a)

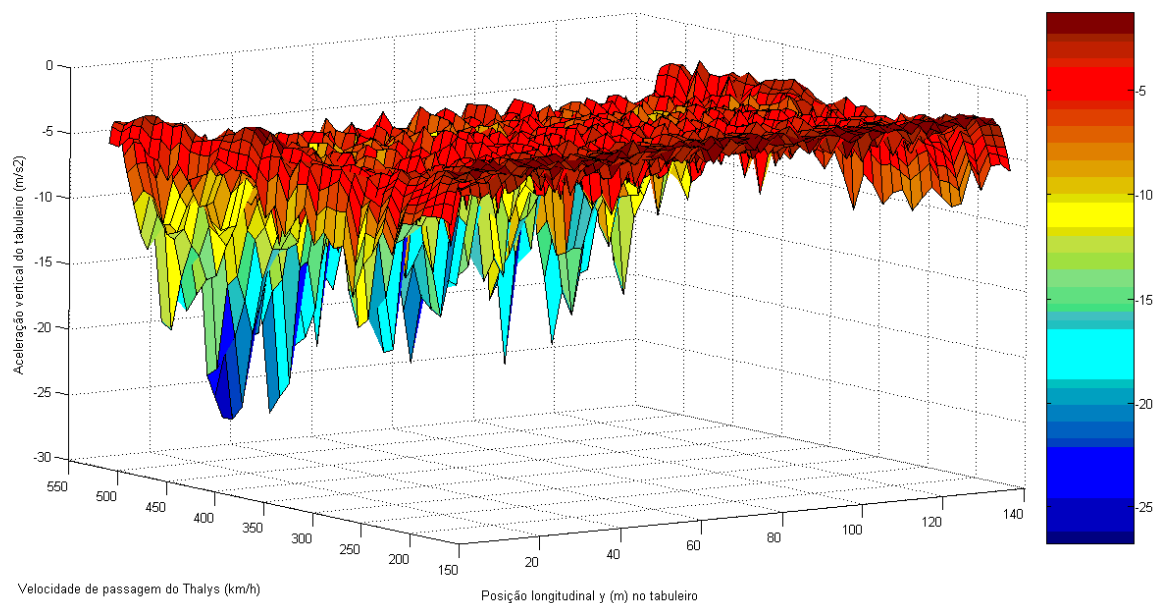


b)

Fig. 4.7 – Envolventes de deslocamentos a) ascendentes e b) descendentes em função da posição longitudinal do tabuleiro e da velocidade de circulação



a)



b)

Fig. 4.8 – Envolventes de acelerações a) ascendentes e b) descendentes em função da posição longitudinal do tabuleiro e da velocidade de circulação

A análise dos resultados até agora descritos, permitiu concluir quanto aos deslocamentos, que:

- Os deslocamentos descendentes máximos atingidos, mantém-se aproximadamente constantes, em torno dos 10mm, até à velocidade de 440km/h.

- Para velocidades iguais ou superiores a 450km/h, estes mesmos deslocamentos aumentam significativamente, chegando a atingir valores próximos dos 18mm para a velocidade de 510km/h. Além disso, na distribuição longitudinal, surgem picos de deslocamentos entre os pontos de ligação dos pendurais ao tabuleiro.
- Os deslocamentos ascendentes sofrem apenas pequenas flutuações em função do modo de flexão vertical condicionante.
- As diferenças de deslocamentos, entre os pontos situados sobre as carlingas e os pontos situados nos vãos entre carlingas, são desprezáveis.

Quanto à análise das acelerações, os resultados permitem concluir que:

- Até à velocidade de 440km/h, a aceleração máxima no vão entre duas carlingas, é sempre superior à aceleração nas carlingas.
- Para velocidades de circulação elevadas, acima dos 440km/h, as acelerações apresentam um forte aumento, surgindo picos bem definidos, entre os pontos de fixação dos pendurais, e atenuando-se a diferença entre os resultados nas carlingas e nos vãos entre elas.
- As acelerações nas extremidades da ponte não verificam os limites regulamentares para nenhuma das velocidades consideradas. No restante tabuleiro, apenas se obtêm acelerações dentro dos limites regulamentares, para velocidades de circulação inferiores a 190km/h, valor que se pode considerar extremamente baixo para uma via ferroviária de alta velocidade.

No sentido de perceber a evolução do comportamento da ponte à medida que a velocidade aumenta, e averiguar quais os modos de vibração que mais contribuem para a resposta em termos de acelerações, para cada velocidade, nas várias zonas da ponte, procedeu-se a uma análise das acelerações, no domínio da frequência, com base nas Transformadas Rápidas de Fourier (FFTs). A análise foi realizada para 17 pontos, cuja descrição e posicionamento se encontram detalhados no Quadro 4.2:

Quadro 4.2 – Pontos usados nas análises no domínio da frequência

Número	Y (m)	Descrição
1	0.000	CARLINGA
2	0.619	VÃO
8	6.123	VÃO
9	7.856	CARLINGA
14	16.972	VÃO
15	18.855	CARLINGA
20	28.422	VÃO
21	30.355	CARLINGA
26	40.022	VÃO
27	41.955	CARLINGA
32	51.622	VÃO
33	53.555	CARLINGA
34	55.489	VÃO
35	57.422	TIRANTE/CARLINGA
41	69.022	TIRANTE/CARLINGA
42	70.955	VÃO
81	138.044	CARLINGA

Pretendeu-se deste modo entender todo o comportamento longitudinal da ponte, nomeadamente em três aspectos fundamentais:

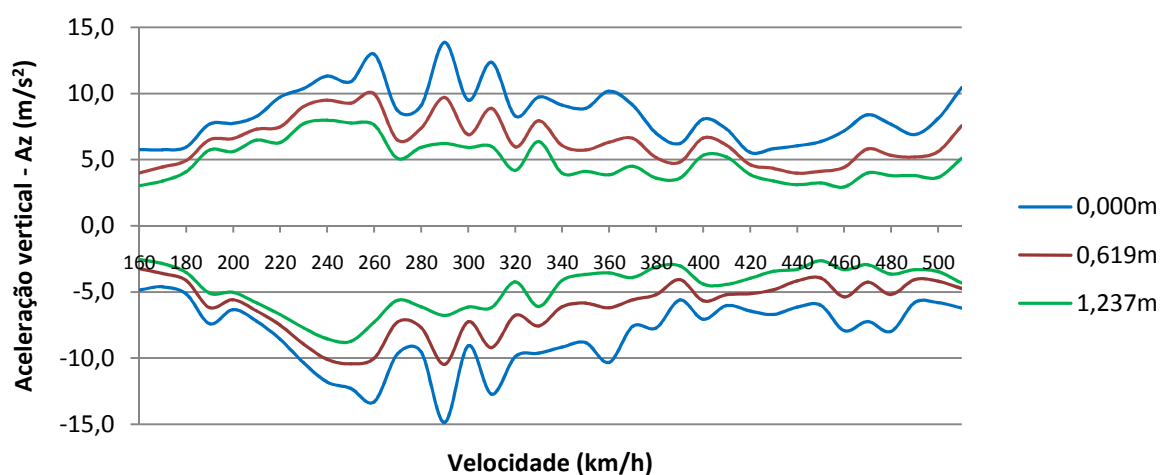
- Entender a diferença de comportamento entre as zonas extremas da ponte e a zona interior.

- Perceber o que leva ao diferente comportamento dos pontos situados sobre as carlingas e os pontos situados nos vãos entre as mesmas.
- Explicar o surgimento de picos de aceleração tão vincados, para as velocidades mais elevadas.

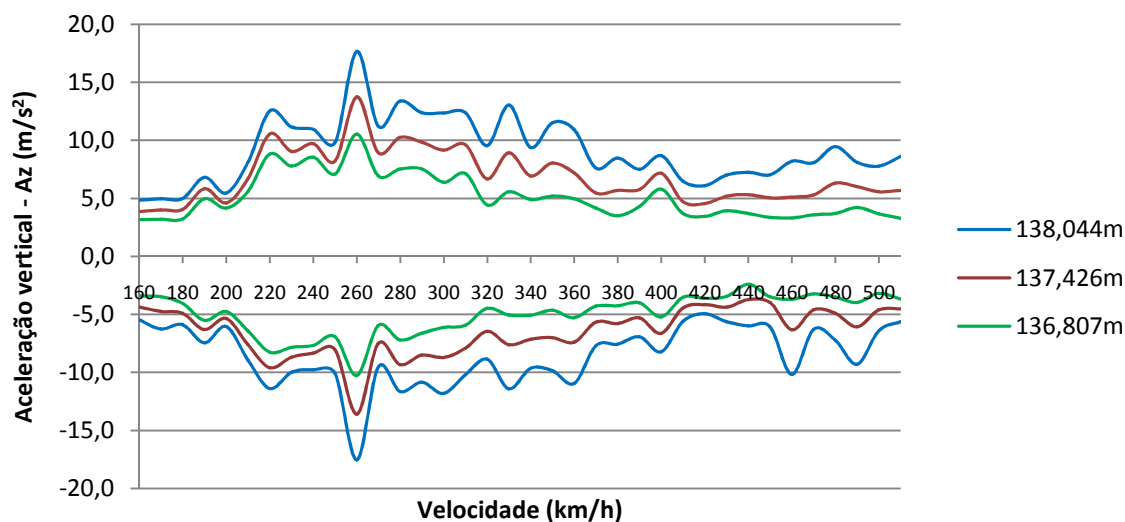
Os resultados desta análise são apresentados nos pontos seguintes.

4.2.2. COMPORTAMENTO DA EXTREMIDADE DA PONTE

As acelerações máximas obtidas nas extremidades de entrada ($Y=0,000\text{m}$, $Y=0,619\text{m}$ e $Y=1,237\text{m}$) e de saída ($Y=136,807\text{m}$, $Y=137,426\text{m}$ e $Y=138,044\text{m}$) da ponte, em função da velocidade de circulação do comboio Thalys, encontram-se representadas na Figura 4.9.



a)



b)

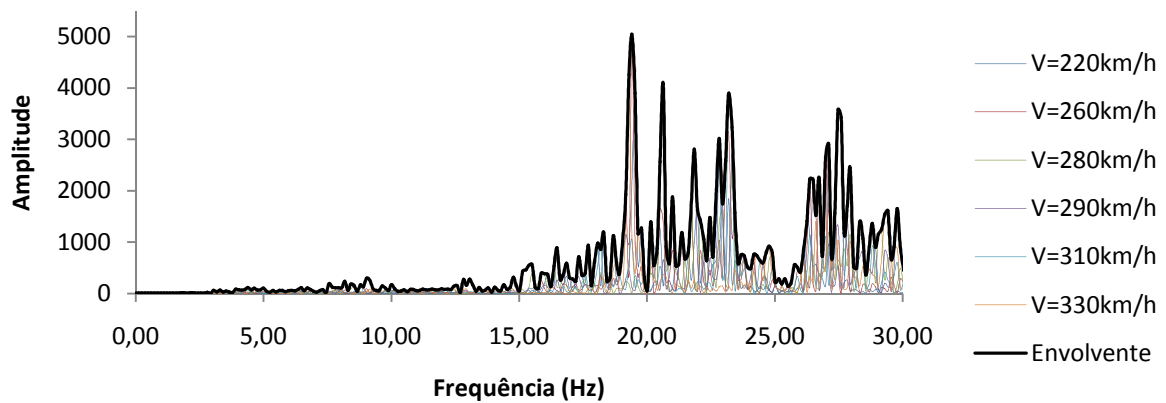
Fig. 4.9 – Envolventes de acelerações nas extremidades a) de entrada e b) de saída da ponte em função da velocidade do comboio

Verifica-se que, na extremidade de entrada os picos de acelerações se obtêm para as velocidades de 260km/h, 290km/h e 310km/h. Por sua vez, na extremidade de saída, o maior pico de acelerações ocorre para a velocidade de 260km/h, atingindo ainda valores elevados para as velocidades de 220km/h, 280km/h, 310km/h e 330km/h. A estas velocidades correspondem as frequências apresentadas no Quadro 4.3:

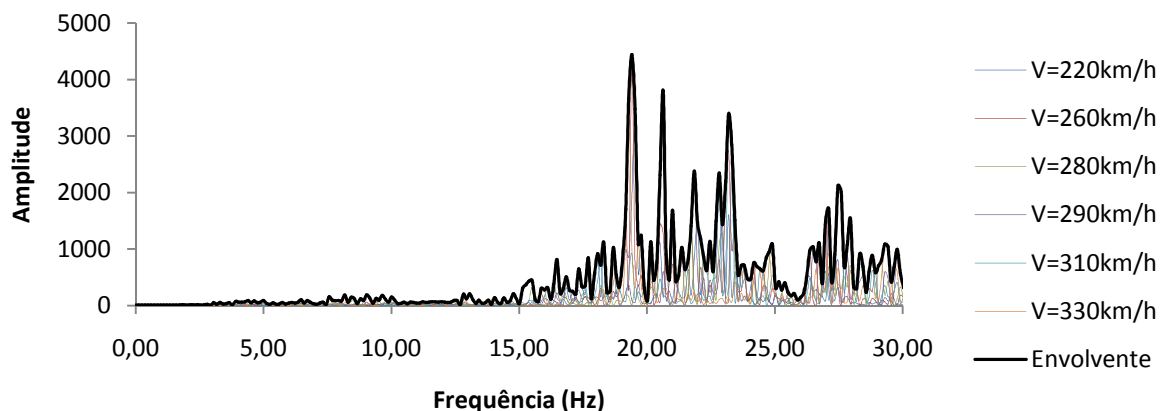
Quadro 4.3 – Frequências de excitação dos modos locais de extremidade

V (km/h)	V (m/s)	Freq. (Hz)							
		1	2	3	4	5	6	7	8
220	61.11	3.27	6.54	9.80	13.07	16.34	19.61	22.88	26.14
260	72.22	3.86	7.72	11.59	15.45	19.31	23.17	27.04	30.90
280	77.78	4.16	8.32	12.48	16.64	20.80	24.96	29.11	-
290	80.56	4.31	8.62	12.92	17.23	21.54	25.85	30.15	-
310	86.11	4.60	9.21	13.81	18.42	23.02	27.63	-	-
330	91.67	4.90	9.80	14.71	19.61	24.51	29.41	-	-

A cinzento, estão assinaladas as frequências de excitação próximas das frequências de resposta que, de acordo com as FFTs, mais contribuem para as respostas máximas (ver Figuras 4.10 a) a c)).



a)



b)

Fig. 4.10 – Envolvente de FFTs relativos a acelerações em:

a) Y=0,000m, b) Y=0,619m e c) Y=138,044m

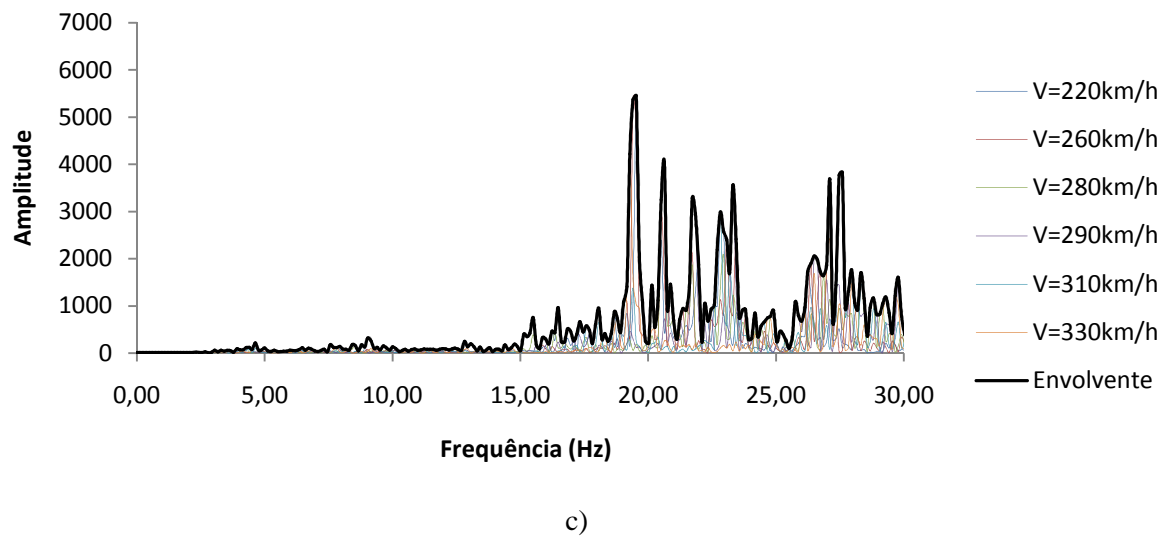


Fig. 4.10 – Envelope de FFTs relativos a acelerações em:

a) Y=0,000m, b) Y=0,619m e c) Y=138,044m (continuação)

Estas frequências, reveladas pelos FFTs, correspondem a modos locais das extremidades do tabuleiro, que, na ausência de modelação da via, são fortemente excitados. Na Figura 4.11 apresentam-se alguns dos modos referidos.

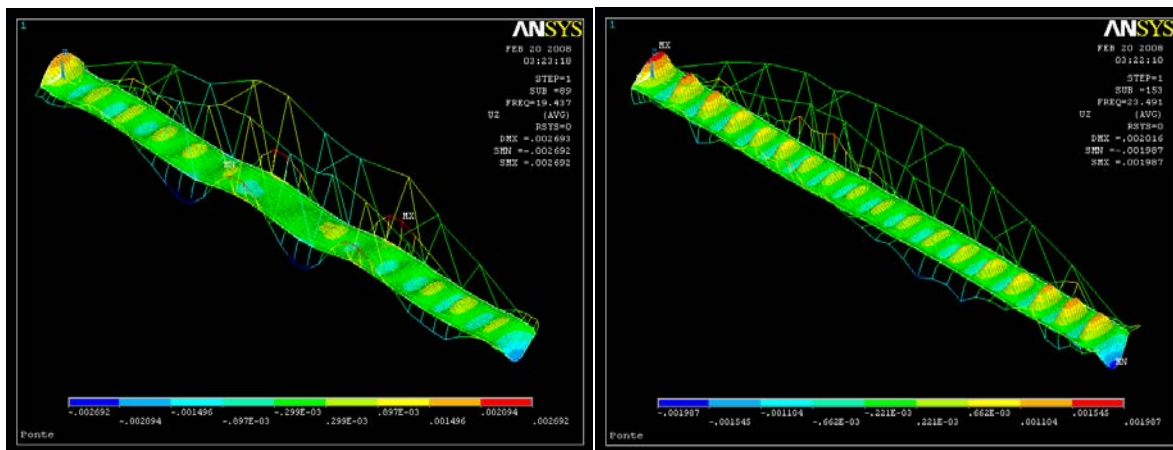


Fig. 4.11 – Modos locais de extremidade: modo 89 (à esquerda) e modo 153 (à direita)

A análise para as velocidades mais reduzidas revelou também um contributo, se bem que menor, de modos análogos aos apresentados na Figura 4.11. Conclui-se assim, que as grandes acelerações presentes na extremidade do tabuleiro desde as velocidades mais baixas, se devem à grande excitação, muitas vezes simultânea, de vários modos de vibração locais dessa zona do tabuleiro.

4.2.3. AGRAVAMENTO DAS ACELERAÇÕES AO NÍVEL DOS VÃOS ENTRE CARLINGAS

Até se atingirem velocidades superiores ou iguais a 450km/h verifica-se que, ao longo de todo o comprimento do tabuleiro, as acelerações obtidas nos vãos entre carlingas são bastante superiores às obtidas nas próprias carlingas adjacentes (ver Figura 4.12).

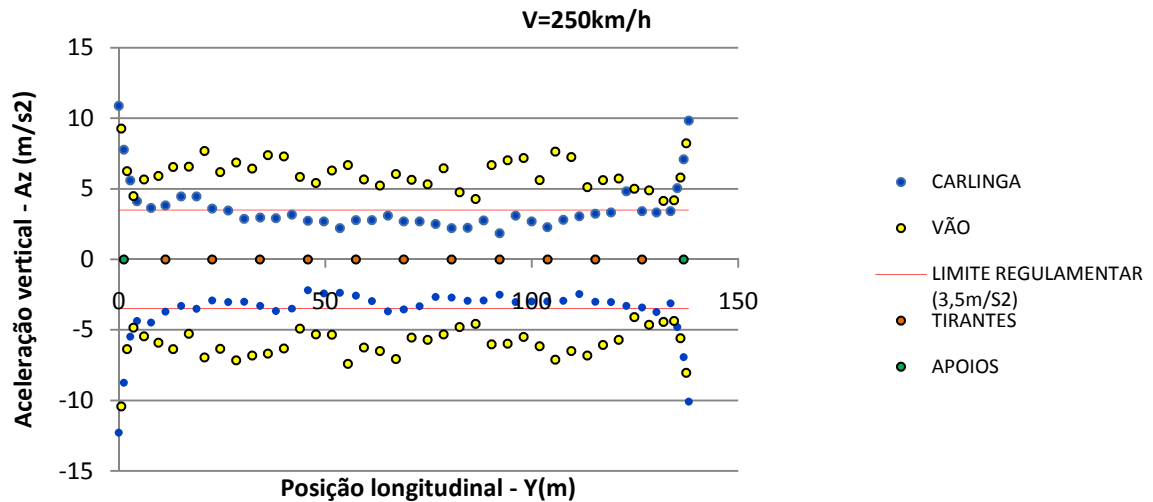


Fig. 4.12 – Acelerações nos vãos entre carlingas vs acelerações sobre as carlingas

Para se perceber os motivos de tal diferença procedeu-se à comparação da resposta, no domínio da frequência, em vários pontos sobre carlingas e pontos nos vãos adjacentes às mesmas. Apresentam-se, na Figuras 4.13, alguns dos resultados obtidos.

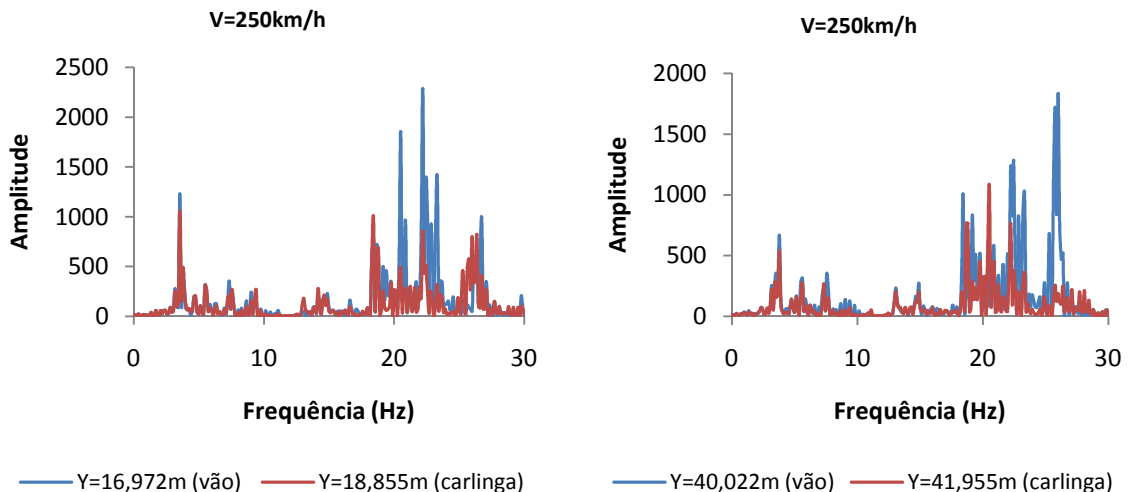


Fig. 4.13 – Análise da resposta em acelerações no domínio da frequência:
carlingas vs vão entre carlingas

Pode-se assim concluir que, a maior resposta da ponte nos vãos entre carlingas, se deve à maior participação, nessas zonas, dos numerosos modos locais de flexão da chapa do tabuleiro.

4.2.4. AGRAVAMENTO DAS ACELERAÇÕES PARA VELOCIDADES A PARTIR DOS 450KM/H

Para velocidades de circulação superiores a 450km/h as acelerações e os deslocamentos aumentam rapidamente, apresentando, na sua distribuição longitudinal, picos bastante pronunciados, entre os pontos de apoio intermédios, que os pendurais proporcionam. Encontram-se assinalados, na Figura 4.14, o pontos entre pendurais onde a resposta é máxima ($Y=28,422$ m) e o ponto, de entre os pontos de fixação do pendurais, com maior resposta ($Y=57,422$ m). Estão ainda assinalados pontos adjacentes, importantes para comparar, novamente, a resposta sobre carlingas e no vão entre carlingas.

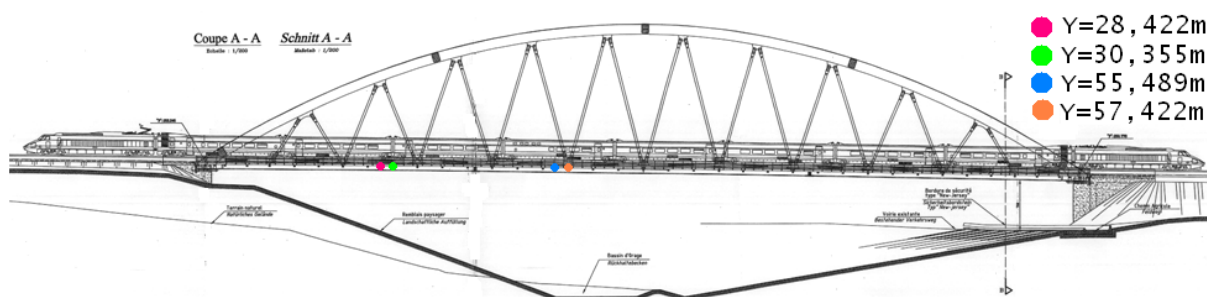


Fig. 4.14 – Pontos em que foram obtidas as maiores respostas para velocidades superiores a 450km/h

Na Figura 4.15 encontra-se representada a evolução das acelerações máximas nos referidos pontos, à medida que se aumenta a velocidade de circulação.

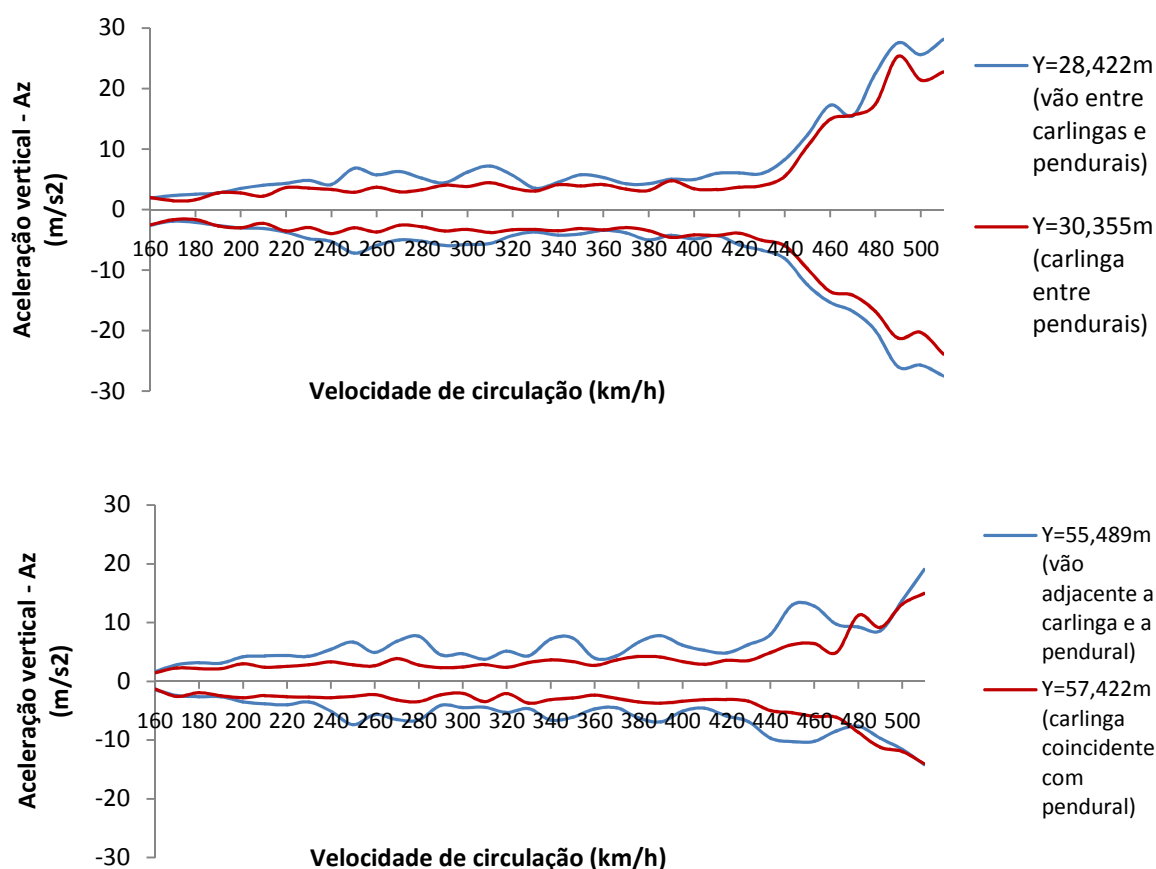


Fig. 4.15 – Envolvente de acelerações em função da velocidade de circulação do comboio

Confirmando-se o claro aumento da resposta a partir dos 450km/h, procedeu-se, então, a uma análise da resposta dos referidos pontos, no domínio da frequência, para avaliar os modos que a determinam. Apresentam-se a título de exemplo, na Figura 4.16, as envolventes das FFTs para as aceleração nos pontos Y=28,422m e Y=30,355m.

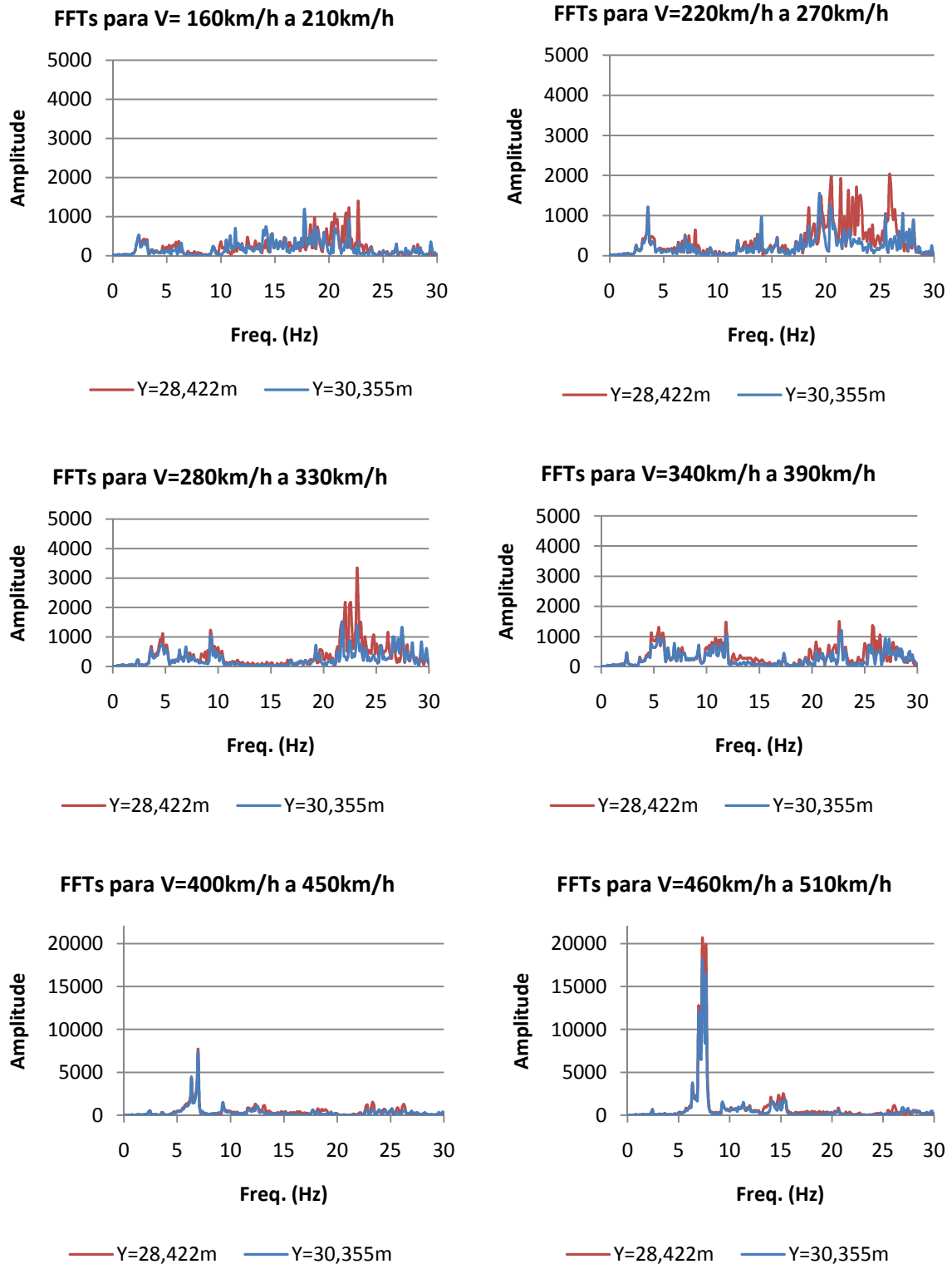


Fig. 4.16 – Envolvente de FFTs das acelerações para várias gamas de velocidades

Na Figura 4.17 encontra-se uma pormenorização da envolvente de FFTs para a gama de velocidades entre os 460km/h e os 510km/h.

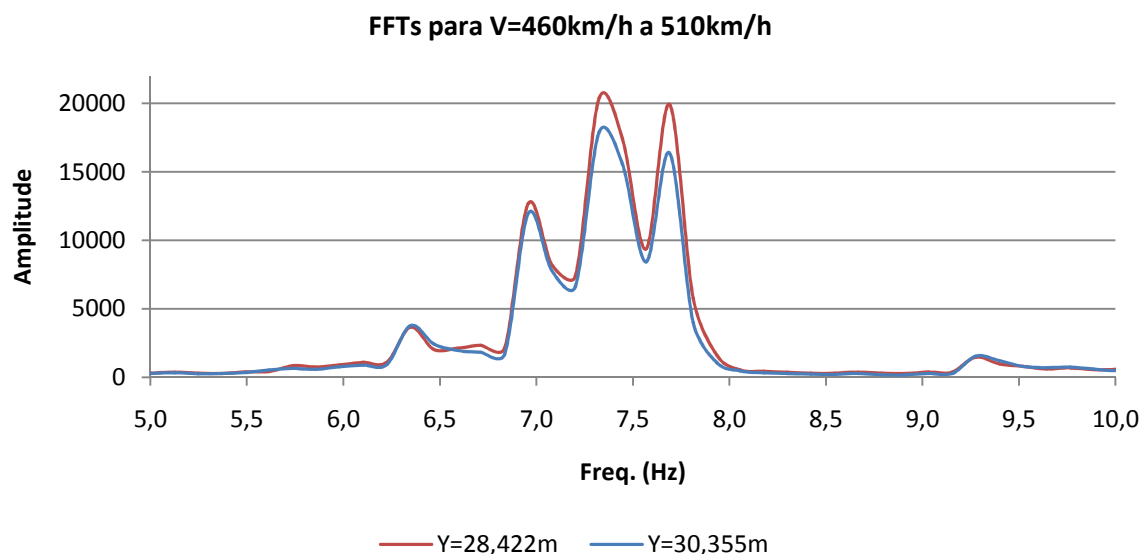


Fig. 4.17 – Pormenorização da envolvente de FFTs para velocidades de circulação entre os 460km/h e os 510km/h

Constata-se assim, pela observação das FFTs, que:

- Para velocidades inferiores a 450km/h, as acelerações são determinadas sobretudo pelos modos locais e intermédios, não existindo picos de ressonância bem definidos.
- Para a mesma gama de velocidades, as participações modais são em geral superiores no vão entre carlingas do que sobre as carlingas, o que confirma as conclusões anteriores relativas às maiores acelerações observadas nos referidos vãos.
- Para velocidades iguais ou superiores a 450km/h começam finalmente as ressonâncias por modos com frequências entre os 6Hz e os 8Hz. Os picos observados para as velocidades mais elevadas surgem para às frequências de 6,98Hz, 7,38Hz e 7,71Hz, correspondentes aos sétimo, oitavo e nono modos de flexão vertical, respectivamente. Avaliando as frequências de excitação em função da velocidade de circulação, para estas velocidades mais elevadas (Quadro 4.4), confirma-se a proximidade entre as mesmas e as frequências naturais da estrutura.

Quadro 4.4 – Frequências de ressonância para $V \geq 450$ km/h

V (km/h)	v (m/s)	Freq. (Hz)
450	125,00	6,68
460	127,78	6,83
470	130,56	6,98
480	133,33	7,13
490	136,11	7,28
500	138,89	7,43
510	141,67	7,58

- Nessa gama de velocidades, a importância relativa dos modos locais é praticamente nula, o que justifica que se esbata claramente a diferença de comportamento entre pontos sobre as carlingas e pontos nos vãos entre carlingas.

Pode, então, concluir-se que:

- Os modos de flexão globais (do 1º ao 5º modos de flexão vertical) são muito pouco relevantes para as acelerações máximas observadas.
- Os modos de flexão intermédios são responsáveis pelas maiores ressonâncias verificadas. No entanto, estas só se manifestam para velocidades bastante elevadas.
- Para as velocidades de circulação inferiores aos 450km/h, mais correntes nas vias de alta velocidade europeias, as acelerações são determinadas sobretudo pelos modos locais e modos intermédios, não ocorrendo ressonâncias, dado o elevado número dos modos referidos, o que provoca fenómenos de cancelamento, impedindo as ressonâncias puras.

4.2.5. RESPOSTA DA PONTE EM FUNÇÃO DA TIPOLOGIA DOS MODOS CONSIDERADOS NA ANÁLISE

No sentido de confirmar as conclusões extraídas no subcapítulo anterior, repetiu-se a análise dinâmica, fazendo participar separadamente os modos de vibração globais, os modos de vibração intermédios, e os modos de vibração locais, de acordo com o descrito no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Grupos principais de modos de flexão vertical

Grupo de modos	Intervalo de modos	Intervalo de frequências
Globais	1-19	0,56Hz-5,96,Hz
Intermédios	20-161	5,96Hz-24,16Hz
Locais	162-251	24,16Hz-30Hz

A gama de velocidades de circulação analisada foi dos 190km/h aos 510km/h, com intervalos de 40km/h. Apresentam-se na Figura 4.18 os resultados.

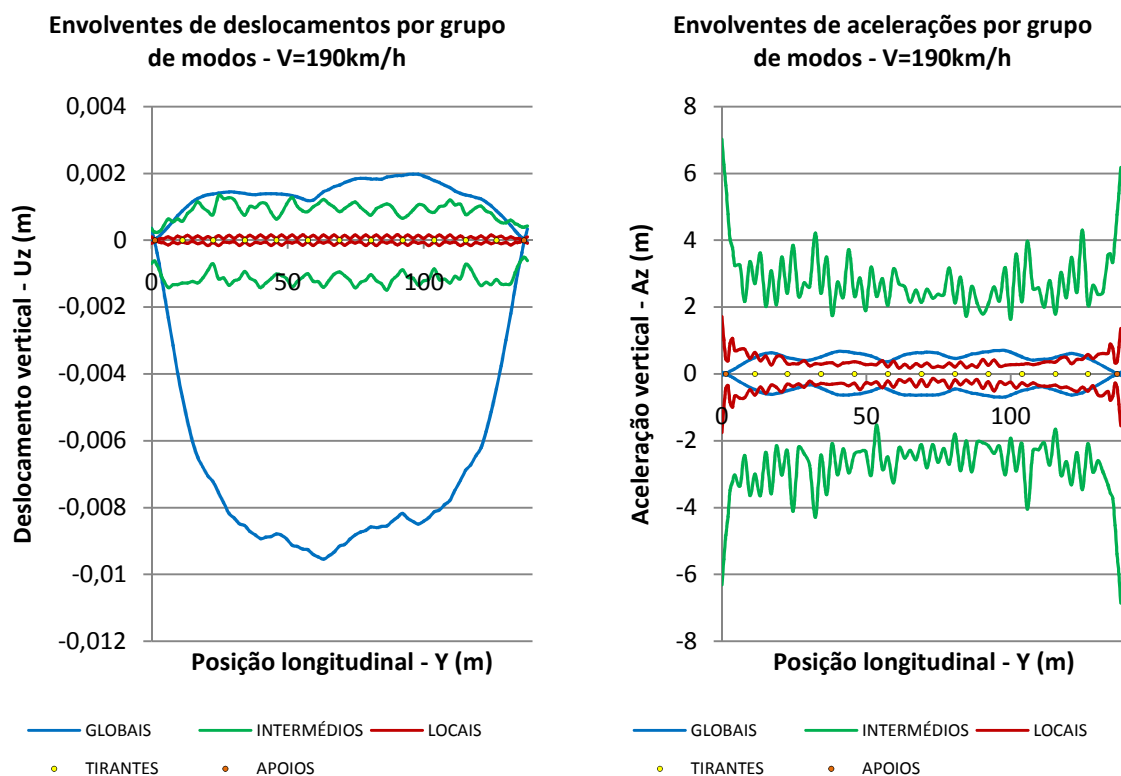


Fig. 4.18a) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=190km/h

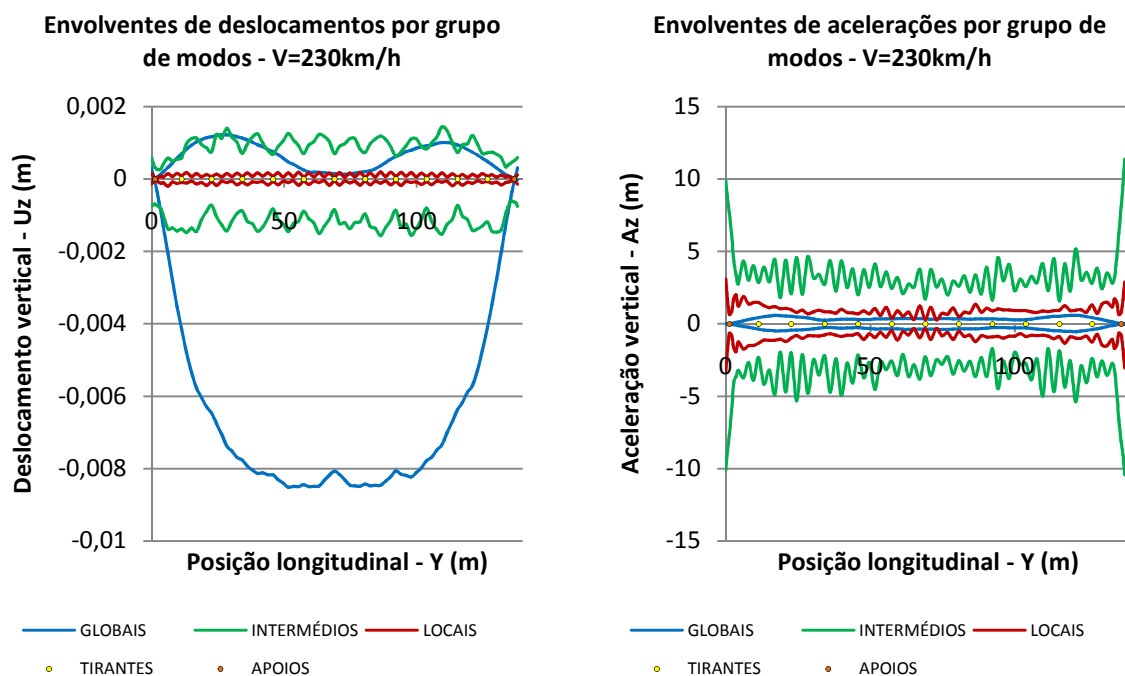


Fig. 4.18b) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=230km/h

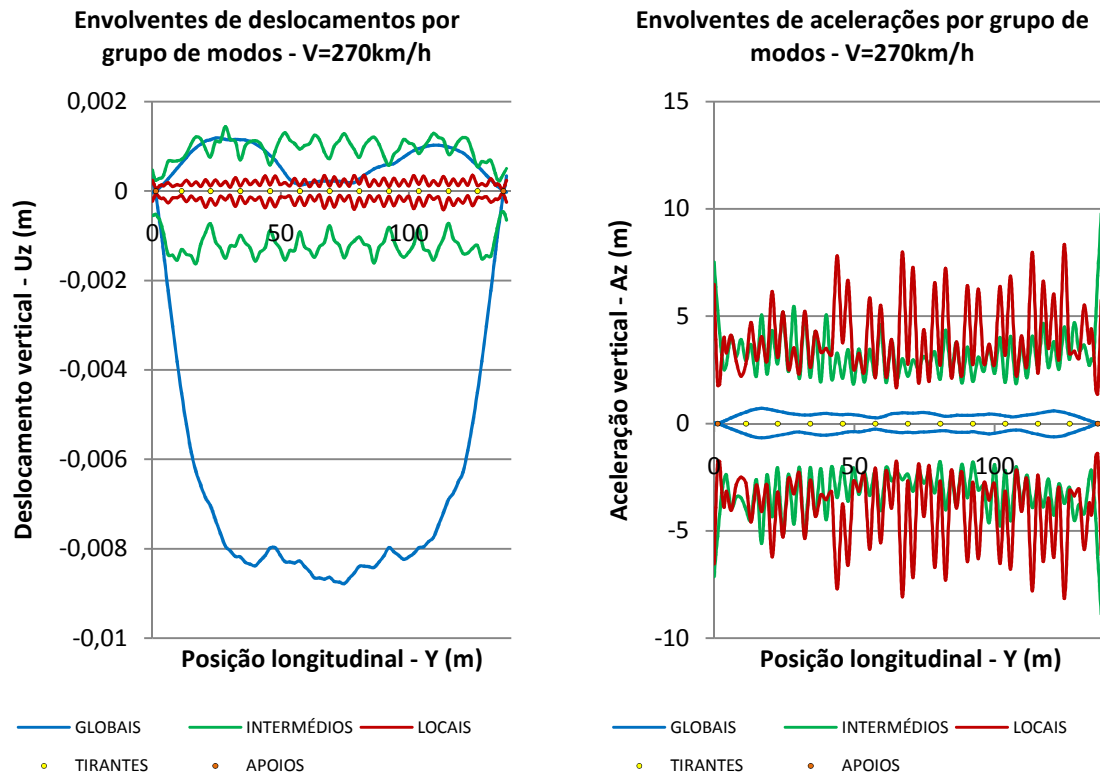


Fig. 4.18c) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=270km/h

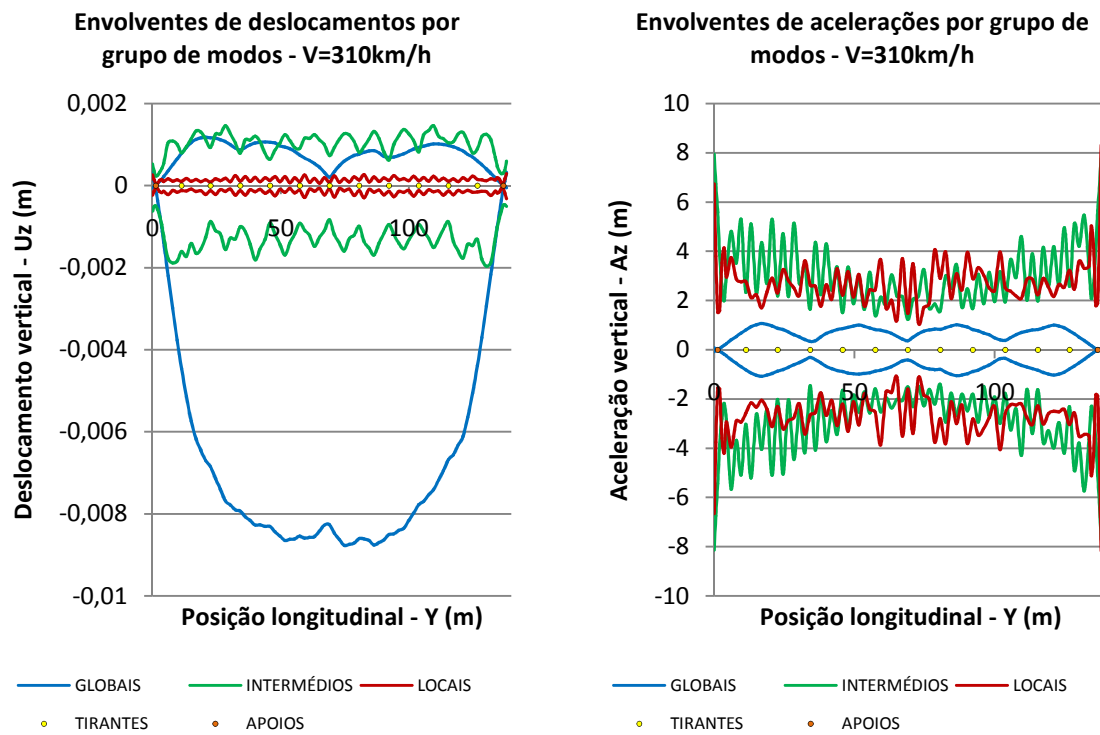


Fig. 4.18d) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=310km/h

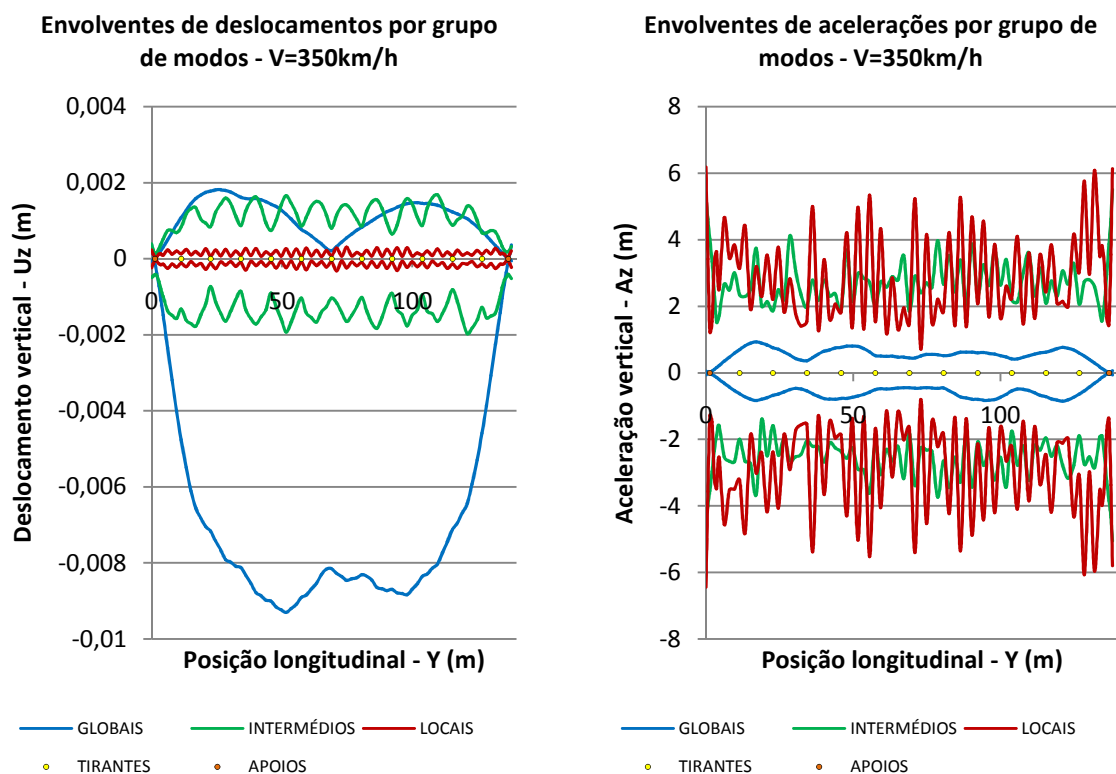


Fig. 4.18e) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=350km/h

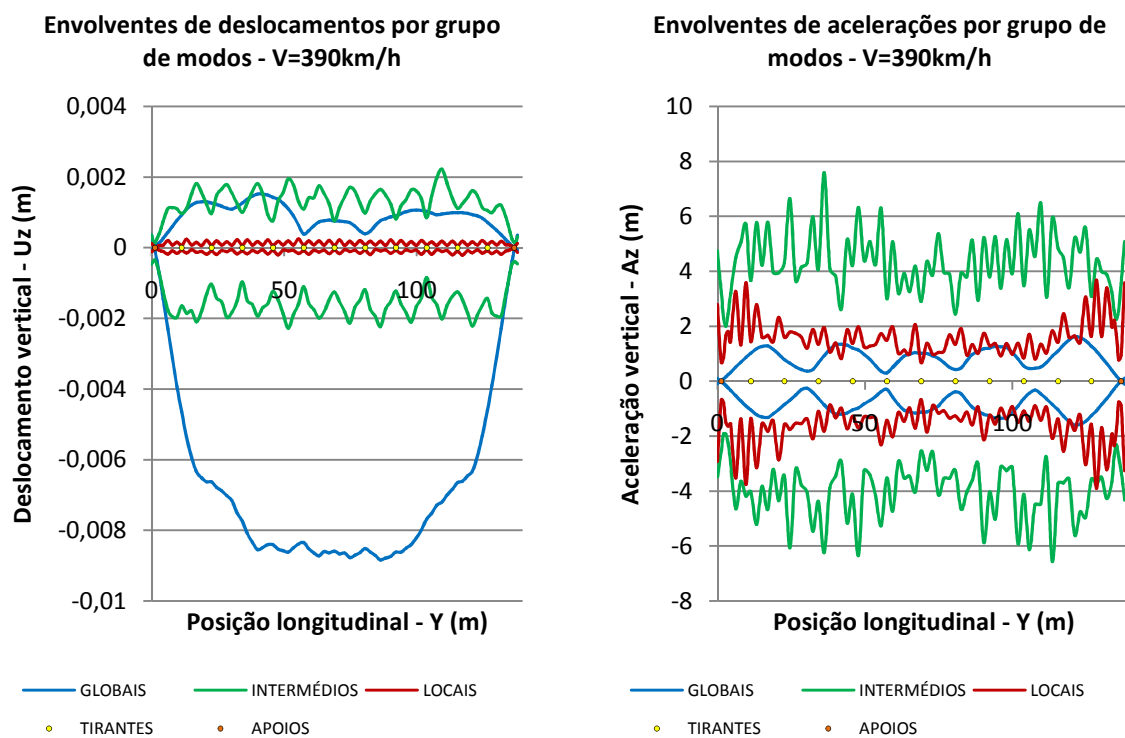


Fig. 4.18f) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=390km/h

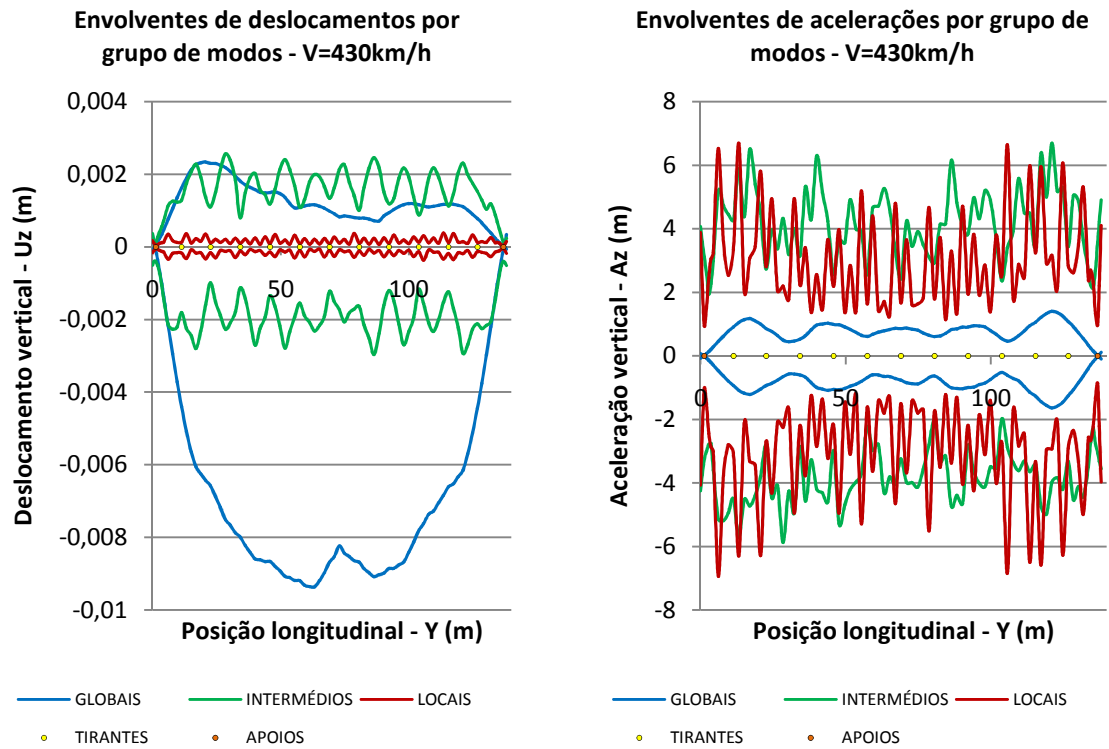


Fig. 4.18f) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=430km/h

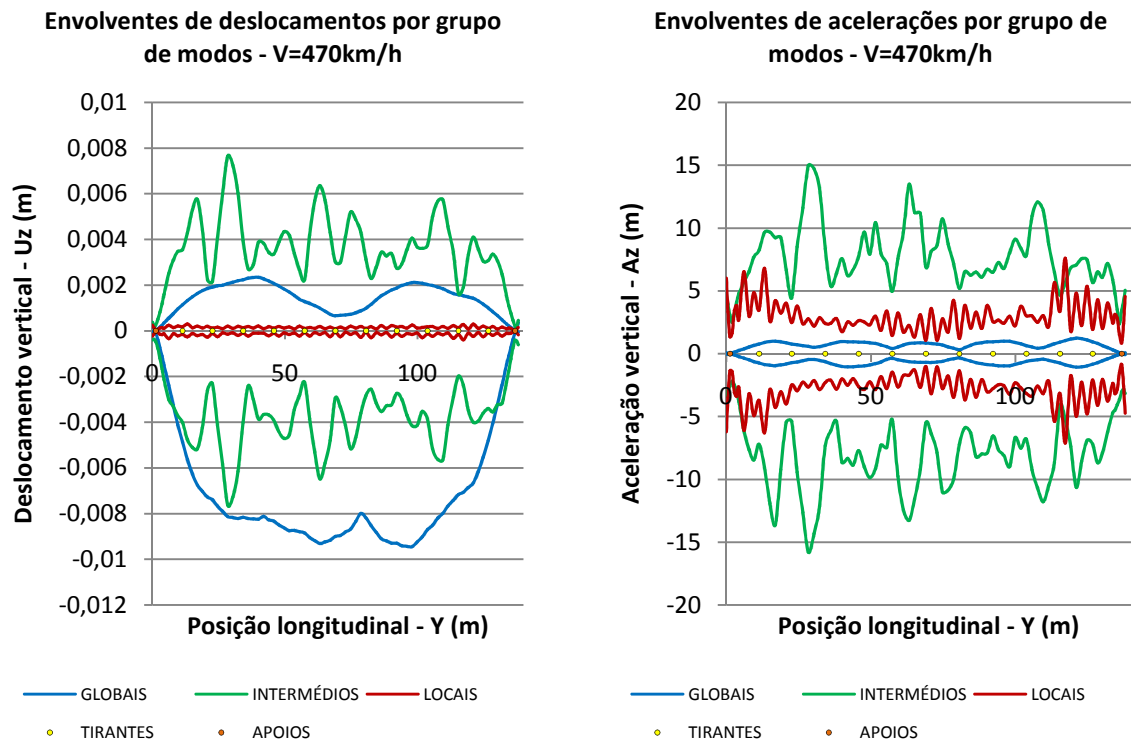


Fig. 4.18g) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=470km/h

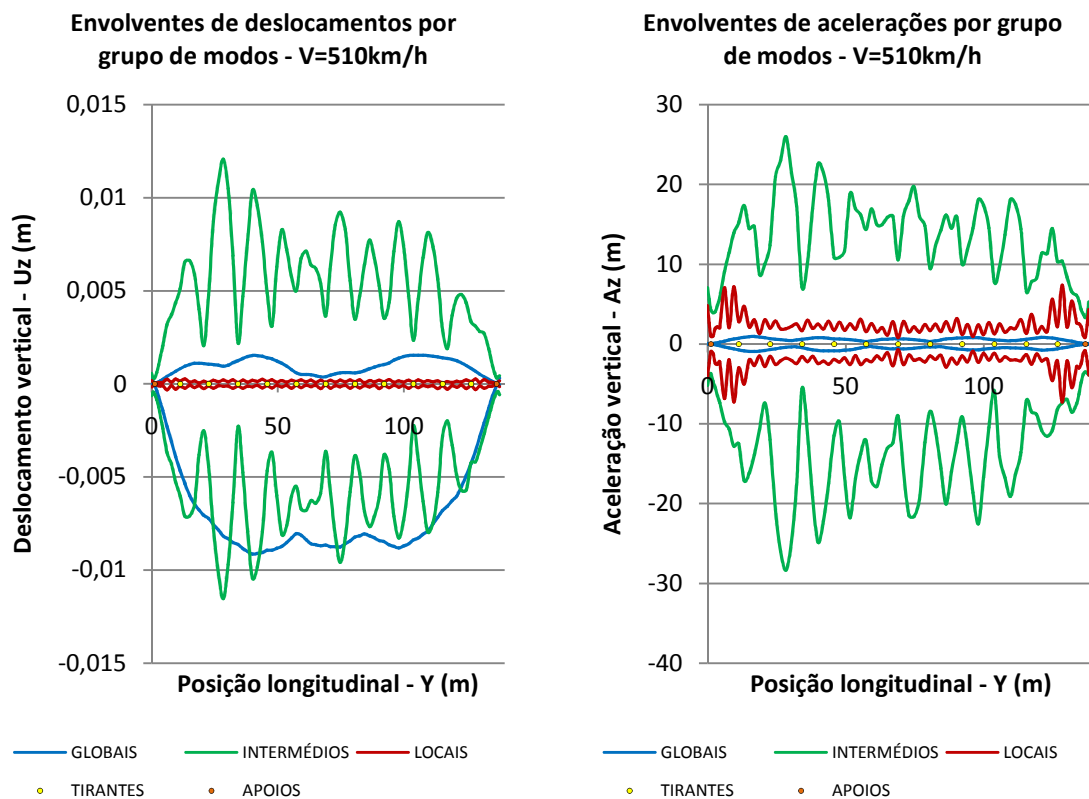


Fig. 4.18h) – Deslocamentos e acelerações em função do grupo de modos – V=510km/h

Verifica-se então que, a nível de deslocamentos:

- Para velocidades até aos 450km/h os deslocamentos devem-se maioritariamente aos modos globais. Os modos intermédios têm um contributo relativamente reduzido e os modos locais têm um contributo praticamente nulo.
- Para velocidades superiores ou iguais a 450km/h o contributo dos modos intermédios, para o deslocamento aumenta drasticamente, chegando até, para a velocidade de 510km/h a ser maior do que o contributo dos modos globais.

Quanto às acelerações, confirma-se que:

- O contributo dos modos globais para as acelerações é bastante reduzido, qualquer que seja a velocidade de circulação considerada.
- Para velocidades de circulação reduzidas, até aos 230km/h, o maior contributo é dos modos intermédios.
- Para velocidades de circulação entre os 230km/h e os 450km/h, os modos locais ganham, na maior parte dos casos, uma preponderância que iguala a dos modos intermédios, podendo até superá-la (veja-se o exemplo de V=350km/h).
- Para velocidades superiores ou iguais a 450km/h o contributo dos modos intermédios é claramente o mais relevante.

4.2.6. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA

No Capítulo 3, referente à modelação numérica da ponte, alertou-se para o facto de, simplificações na discretização do tabuleiro, levarem a alterações nos modos de vibração locais do mesmo, apesar de não alterarem sensivelmente os modos globais (nem em termos de forma, nem em termos de frequência). Face à constatação, nos pontos anteriores, da importância dos modos locais e intermédios, na resposta dinâmica da ponte, parece assim reforçar-se a hipótese de desadequação de modelos com simplificações no posicionamento dos elementos longitudinais de tabuleiros ortotrópicos.

Para comprovar estes indícios, comparou-se a resposta da ponte para o modelo sem simplificação (255 modos de vibração até aos 30Hz), para o modelo com simplificação (316 modos até aos 30Hz) e para o modelo sem simplificação mas fazendo intervir o mesmo número de modos que os obtidos no modelo com simplificação (316 modos até aos 33,91Hz). A velocidade de circulação adoptada foi os 390km/h, uma velocidade para a qual os modos locais e os modos intermédios têm uma importante participação (ver Figura 4.19).

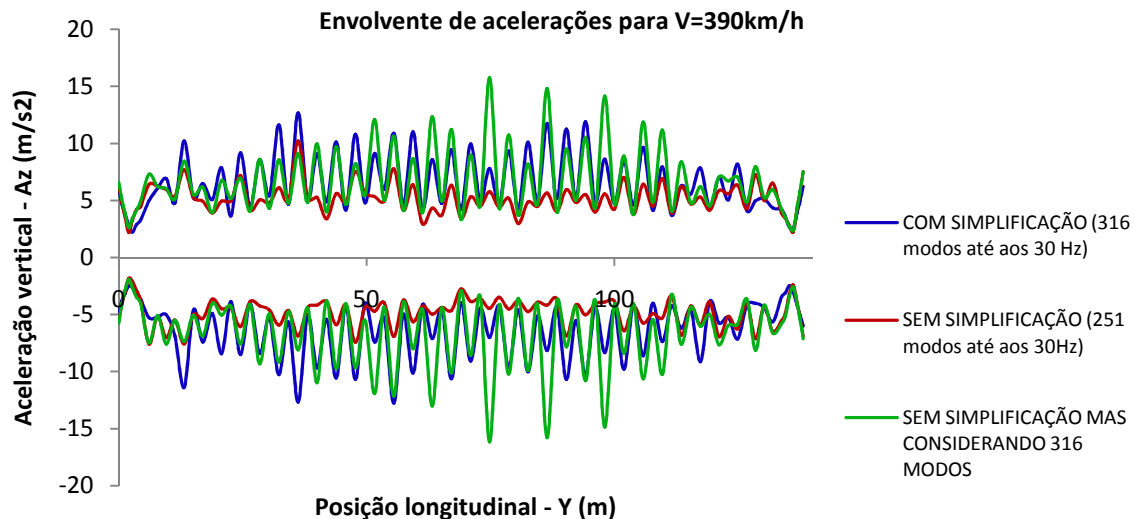


Fig. 4.19 – Comparação da resposta dinâmica da ponte para diferentes níveis de simplificação do tabuleiro

As diferenças das respostas, para as 3 situações, são evidentes, comprovando-se assim a necessidade de reproduzir o mais fielmente possível o tabuleiro ortotrópico da ponte. Uma outra conclusão importante a reter é a preponderância da frequência de corte a considerar, pois o aumento dessa mesma frequência de 30Hz para 33,91Hz, levou a um grande aumento da resposta nos vãos entre carlingas, apesar de não provocar diferenças significativas ao nível das carlingas.

4.3. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DA RESPOSTA DINÂMICA DA PONTE SEM CONSIDERAÇÃO DA VIA E COM AMORTECIMENTO CONSTANTE ($\zeta = 0,5\%$)

Mantendo ainda o carregamento pontual do tabuleiro e o coeficiente de amortecimento de 0,5% para todos os modos, procedeu-se à análise da distribuição transversal das acelerações. Esta análise é requerida pelas normas: em pontes com duas vias, os estudos dinâmicos podem ser realizados para a situação de carregamento de apenas uma das vias, desde que a resposta seja avaliada em todo o

tabuleiro. Nas análises efectuadas anteriormente o tabuleiro foi analisado longitudinalmente num alinhamento que se supôs ser representativo: longarina situada aproximadamente a meia distância entre os carris da via carregada. No entanto, nada garante que as diferenças de acelerações, entre o alinhamento longitudinal considerado e outros alinhamentos existentes, não sejam substanciais. Como tal, foram escolhidas 6 secções transversais para as quais foram obtidos os deslocamentos e acelerações em todos os pontos estruturalmente relevantes da secção: longarinas, guarda-balastro e vigas laterais de grande inércia, num total de 16 pontos por secção (ver Quadro 4.6).

Quadro 4.6 – Coordenadas transversais dos pontos em análise

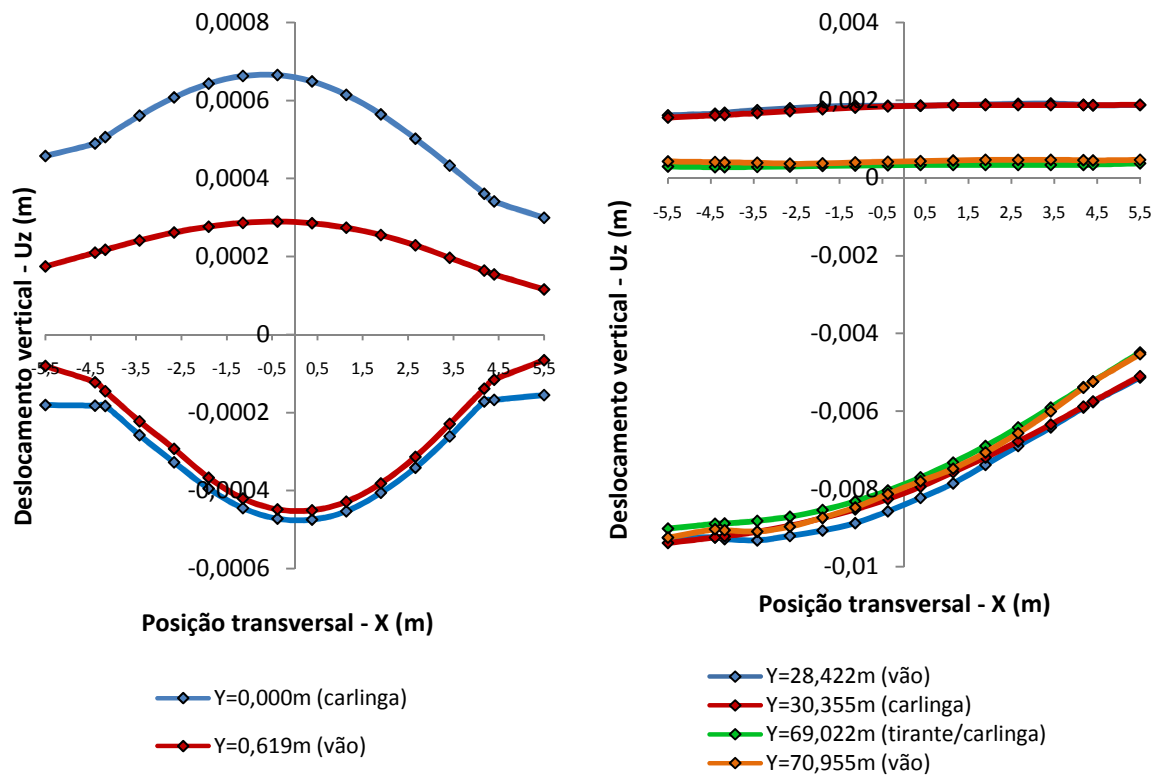
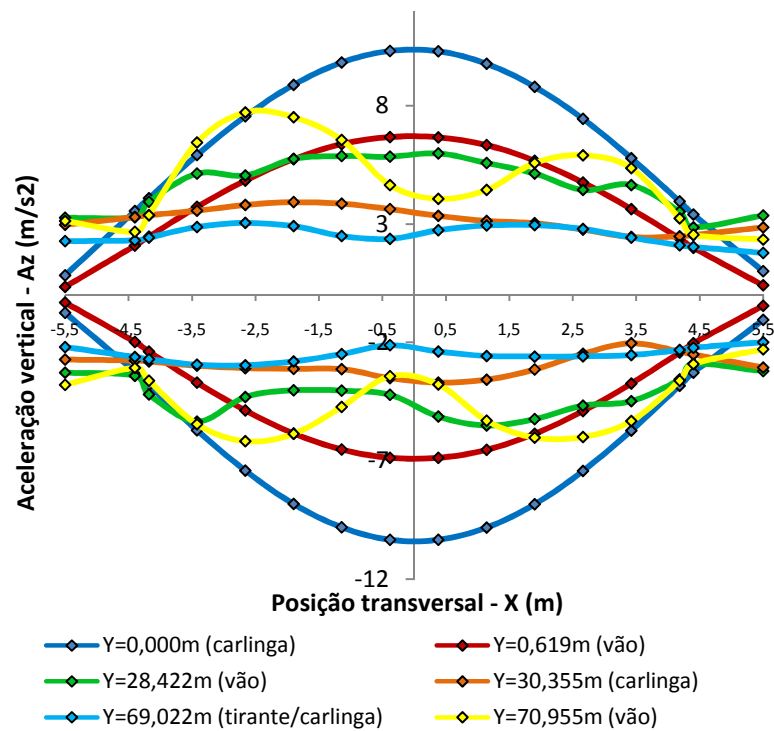
Ponto analisado		Descrição
i	X_i (m)	
1	-5.500	Viga longitudinal
2	-4.400	Guarda balastro
3	-4.180	Nervura longitudinal
4	-3.420	Nervura longitudinal
5	-2.660	Nervura longitudinal
6	-1.900	Nervura longitudinal
7	-1.140	Nervura longitudinal
8	-0.380	Nervura longitudinal
9	0.380	Nervura longitudinal
10	1.140	Nervura longitudinal
11	1.900	Nervura longitudinal
12	2.660	Nervura longitudinal
13	3.420	Nervura longitudinal
14	4.180	Nervura longitudinal
15	4.400	Guarda balastro
16	5.500	Viga longitudinal

As secções transversais analisadas são as descritas no Quadros 4.7.

Quadro 4.7 – Secções transversais em análise

Número	Y (m)	Descrição
1	0.000	CARLINGA
2	0.619	VÃO
20	28.422	VÃO
21	30.355	CARLINGA
41	69.022	TIRANTE/CARLINGA
42	70.955	VÃO

Apresentam-se, nas Figuras 4.20 e 4.21, a distribuição de deslocamentos e de acelerações máximas, para a velocidade de circulação de 350km/h.

Fig. 4.20 – Distribuição transversal dos deslocamentos máximos para várias secções ($V=350\text{km/h}$)Fig. 4.21 – Distribuição transversal das acelerações máximas para várias secções ($V=350\text{km/h}$)

Para cada uma das 6 secções consideradas, e dentro de toda a gama de velocidades analisada, foram calculados os erros relativos cometidos ao avaliar a resposta na posição $X=-1,9\text{m}$ e não na posição transversal em que a mesma é máxima. A expressão genérica do erro relativo foi, então, a seguinte:

$$\text{Erro relativo (\%)} = \frac{\text{Resposta}_{\text{máxima}} - \text{Resposta}_{X=-1,9\text{m}}}{\text{Resposta}_{\text{máxima}}} (\%) \quad (4.1)$$

Apresentam-se, na Figura 4.22, os referidos erros, para a resposta em termos de deslocamentos e em termos de acelerações, respectivamente. A não representação dos erros relativos aos deslocamentos nas posições $Y=0,000\text{m}$ e $Y=0,619\text{m}$, deve-se ao facto de estes desvirtuarem a análise, pelo facto de serem deslocamentos muito reduzidos, onde qualquer flutuação em termos de valor absoluto se reflecte num grande erro relativo.

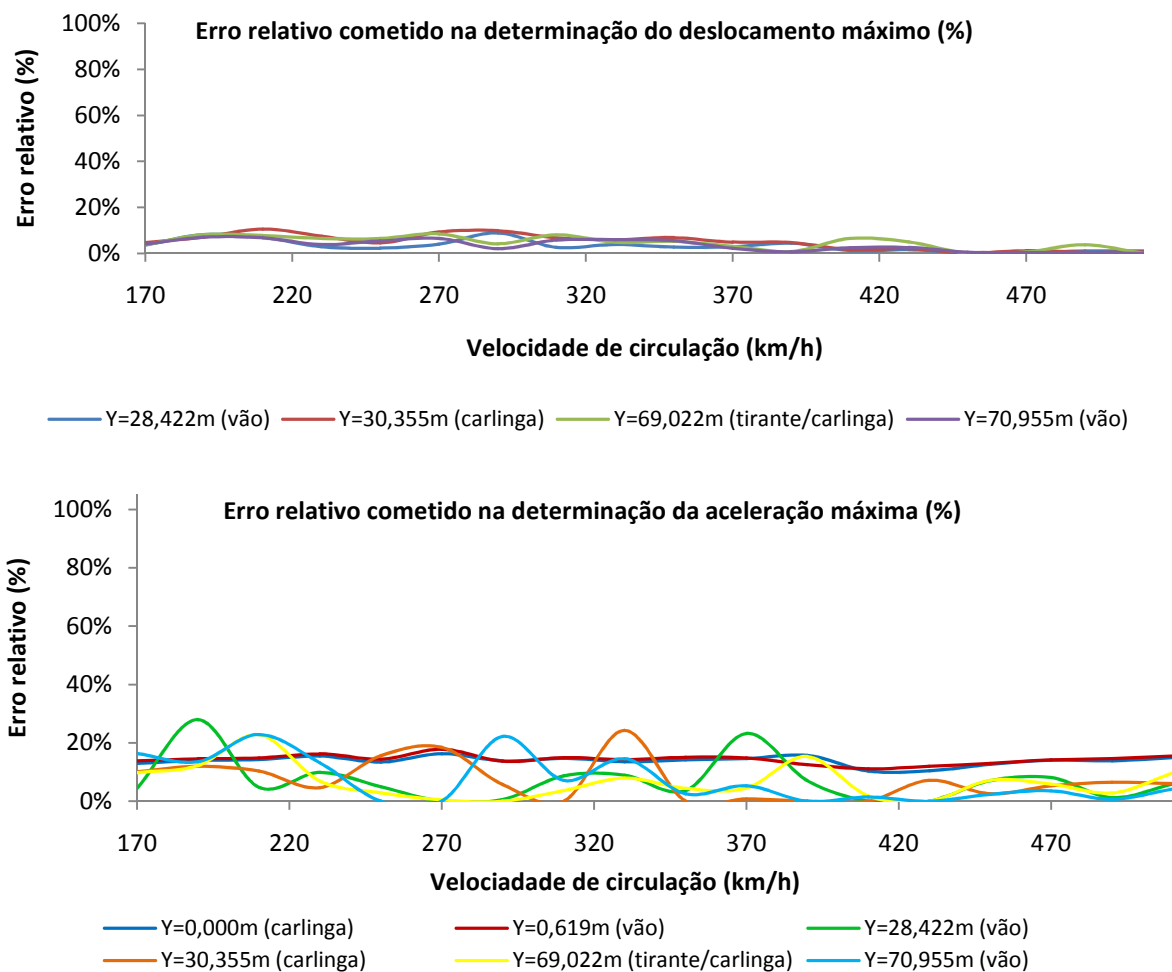


Fig. 4.22 – Erro presente na avaliação dos deslocamentos e das acelerações máximas em função da velocidade de circulação

Da análise dos resultados apresentados conclui-se que, relativamente aos deslocamentos verticais:

- O erro obtido no cálculo dos deslocamentos, quando se considera o alinhamento médio, entre carris da via carregada ($X=-1,9\text{m}$), em vez do alinhamento onde a aceleração é máxima, é sempre inferior a 11%, sendo o erro médio de 4%.
- Os deslocamentos máximos ascendentes tendem a ser simétricos em relação ao ponto médio da secção transversal, ocorrendo o valor máximo nesse ponto.
- Quanto aos deslocamentos máximos descendentes:
 - Na zona intermédia da ponte, os deslocamentos são superiores no lado da via carregada, do que no lado da via não carregada. Este facto deve-se à grande contribuição da componente quase estática da resposta e ao efeito de torção a ela associada.
 - Nas extremidades da ponte, os deslocamentos apresentam uma distribuição simétrica, devido às proximidades dos apoios, que impossibilitam as manifestações torsionais da resposta.
- As variações dos deslocamentos máximos obtidos ao longo da secção transversal, devido a modos localizados, são imperceptíveis.

Relativamente às acelerações verticais, constata-se que:

- O erro obtido no cálculo das acelerações não ultrapassa nunca os 29%, sendo o erro médio de 9%.
- As acelerações máximas à entrada da ponte tendem a ser simétricas em relação ao ponto médio da secção transversal, devido ao facto de os modos locais que condicionam a resposta desta zona serem todos eles simétricos.
- As acelerações máximas na zona intermédia da ponte tendem, também, a ser aproximadamente simétricas, mas, neste caso, irregulares, resultando da combinação dos modos de flexão intermédios com os modos de flexão locais, e ainda mais importante, com os modos de torção.

Para sustentar a conclusão relativa à importância dos modos de torção na distribuição transversal das acelerações, procedeu-se à análise da resposta de alguns pontos, no domínio da frequência. A título de exemplo, observe-se a Figura 4.23, onde se encontram representadas as acelerações máximas obtidas ao longo da secção transversal $Y=69,022\text{m}$ para uma velocidade de passagem do comboio de 370km/h .

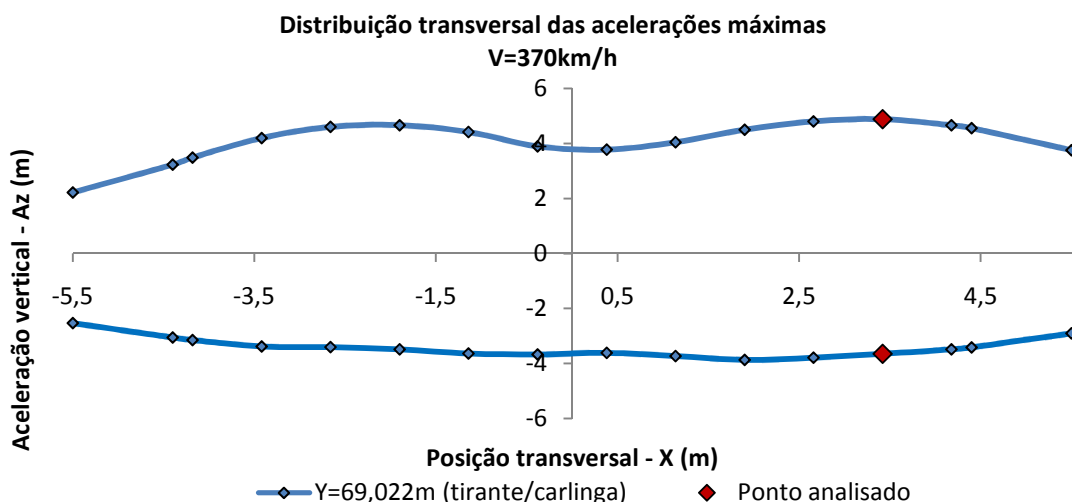


Fig. 4.23 – Distribuição transversal de acelerações máximas para $Y=69,022\text{m}$ e $V=370\text{km/h}$

A resposta do ponto analisado, em termos de acelerações, no domínio da frequência encontra-se na Figura 4.24:

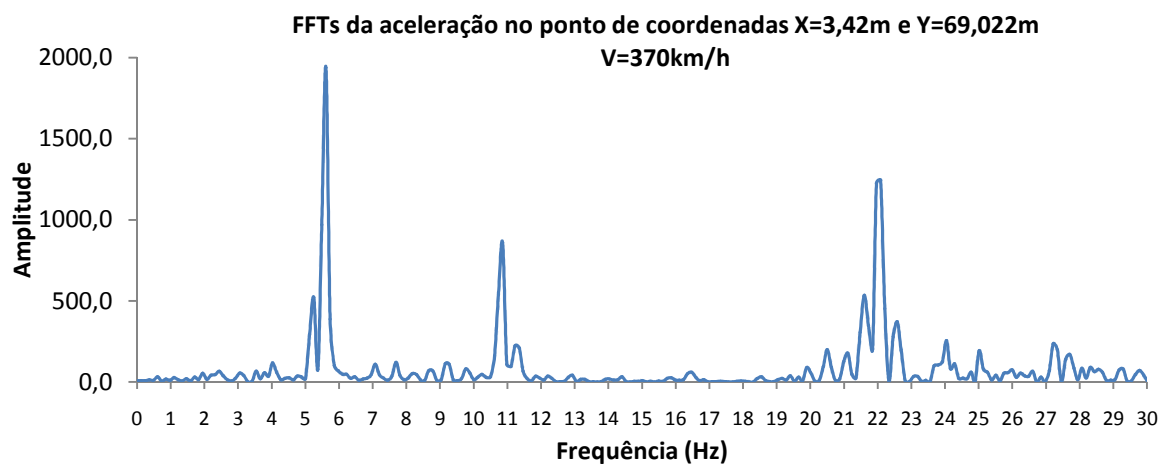


Fig. 4.24 – FFTs no ponto de coordenadas X=3,42m e Y=69,022m para V=370km/h

Esta análise revelou uma grande participação do modo de torção com 5,57Hz (ver figura 4.25) além de participações também relevantes dos modos com 10,86Hz e 22,09Hz (modos de flexão intermédios).

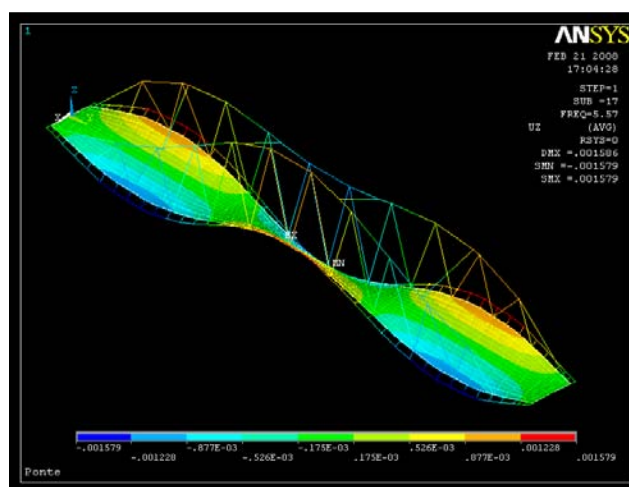


Fig. 4.25 – Modo de torção (17º modo)

As conclusões tiradas permitem afirmar que não é necessariamente sob a via, que ocorrem as respostas máximas, sendo por isso importante analisar a distribuição transversal das mesmas.

4.4. EFEITO DA DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DAS CARGAS

4.4.1. PROCESSO DE DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO

Perante os valores bastante elevados de acelerações registados, e face ao carácter ortotrópico do tabuleiro decidiu-se avaliar o efeito da consideração das cargas distribuídas em vez de cargas pontuais.

Procurou-se desta forma reproduzir o efeito de degradação das cargas proporcionado pela via, nomeadamente pelas travessas e pelo balastro. Na definição da área de distribuição seguiram-se as instruções da EN1991 – 2 (Fig. 4.26).

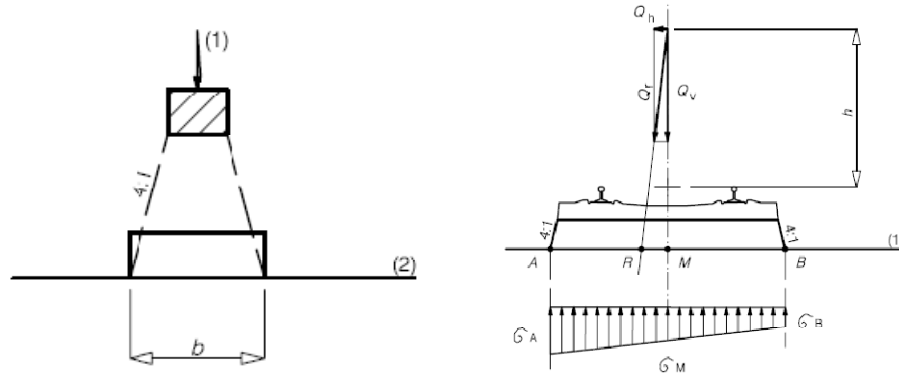


Fig. 4.26 – Degradação das cargas verticais através do balastro

Para um comprimento e uma largura das travessas de 2,5m x 0,3m respectivamente, e estando a base destas a uma altura média de 0,4m em relação ao plano médio da chapa do tabuleiro chegou-se a uma área de carregamento por travessa de 0,5m por 2,7m. Estando as travessas afastadas entre si em média 0,6m, e havendo alguma incerteza na definição da altura média das mesmas em relação ao plano médio da chapa do tabuleiro, a largura de influência, b , acabou por se considerar simplifadamente 0,6m. A dispersão das cargas foi implementada através de uma metodologia de certa forma similar à adoptada na definição do K_i das molas simuladoras do balastro, descrita no capítulo 4.2 referente à modelação da ponte com via:

1. De acordo com o referido em (3.2), $X_A = -0,6095\text{m}$ e $X_B = -3,3095\text{m}$.
2. A posição de cada travessa j sobre a ponte considerou-se definida pela lei (4.2):

$$Y_j(m) = 0,3 + (j - 1) \times 0,6 \quad \text{com} \quad j = 1, 2, 3, \dots, 230 \quad (4.2)$$

Os limites longitudinais da área de cada travessa i , ficam então definidos através das seguintes funções:

$$Y_{j,\text{inferior}}(m) = 0,3 + (j - 1) \times 0,6 - 0,3 = (j - 1) \times 0,6 \quad (4.3)$$

$$Y_{j,\text{superior}}(m) = 0,3 + (j - 1) \times 0,6 + 0,3 = 0,6 + (j - 1) \times 0,6 = 0,6 \times j \quad (4.4)$$

3. Para cada travessa j , foram obtidas as coordenadas dos nós $N_{i,j}$ situados entre X_A e X_B e entre $Y_{i,\text{inferior}}$ e $Y_{j,\text{superior}}$.
4. A cada nó $N_{i,j}$ foi associada uma área de influência, $A_{i,j}$, em função das semi-distâncias para os nós adjacentes ($N_{k,j}$ com $k \neq i$) e/ou em função das distâncias para as fronteiras da área carregada pela respectiva travessa.

5. Para cada nó $N_{i,j}$ é, em seguida, calculado o respectivo factor de ponderação $P_{i,j}$, definido pela seguinte expressão:

$$P_{i,j} = \frac{A_{i,j}}{A_j} = \frac{A_{i,j}}{0,6 \times (X_A - X_B)} = \frac{A_{i,j}}{1,62} \quad (4.5)$$

sendo, obviamente $\frac{\sum_i A_{i,j}}{A_j} = 1, \forall j$. Esta última condição foi usada para confirmar a validade de todo o processo de distribuição de cargas, desenvolvido até esta fase.

6. No processo de geração dos instantes de carregamento, na análise dinâmica, as forças $F_{i,j}(t)$ associadas a cada nó $N_{i,j}$ são então definidas por:

$$F_{i,j}(t) = P_{i,j} \times F_j(t) \quad (4.6)$$

em que $F_j(t)$ é a força aplicada na travessa j , no instante de tempo t .

4.4.2. RESULTADOS LONGITUDINAIS OBTIDOS

As análises foram realizadas para uma gama de velocidades dos 170km/h aos 510km/h, com intervalos de 20km/h. Apresentam-se, na Figuras 4.27, os resultados para a velocidade de 270km/h, em termos de envolvente de deslocamentos e de acelerações, com e sem distribuição das cargas. Esta velocidade foi a que proporcionou as maiores diferenças de acelerações entre os resultados com e sem distribuição das cargas.

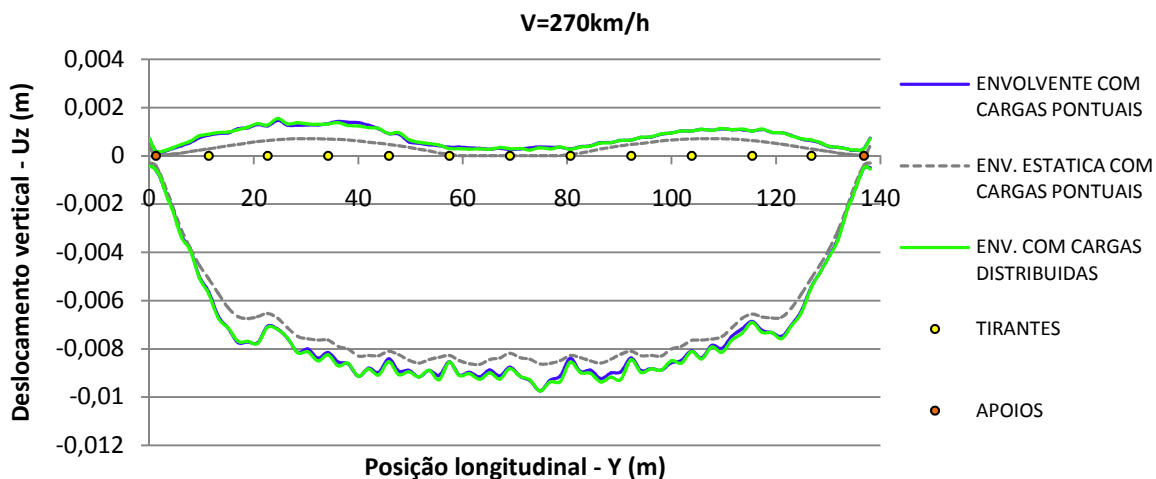


Fig. 4.27 a) – Envolvente de deslocamentos com e sem distribuição das cargas

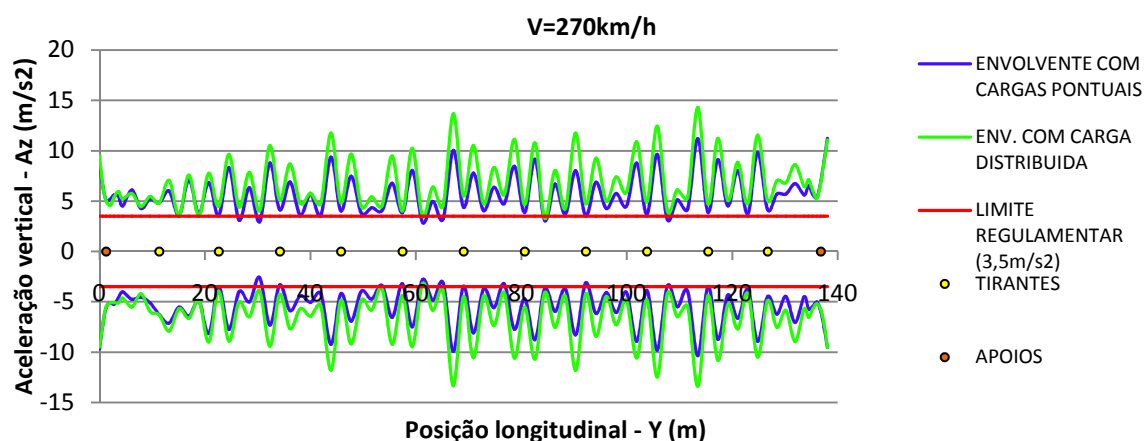
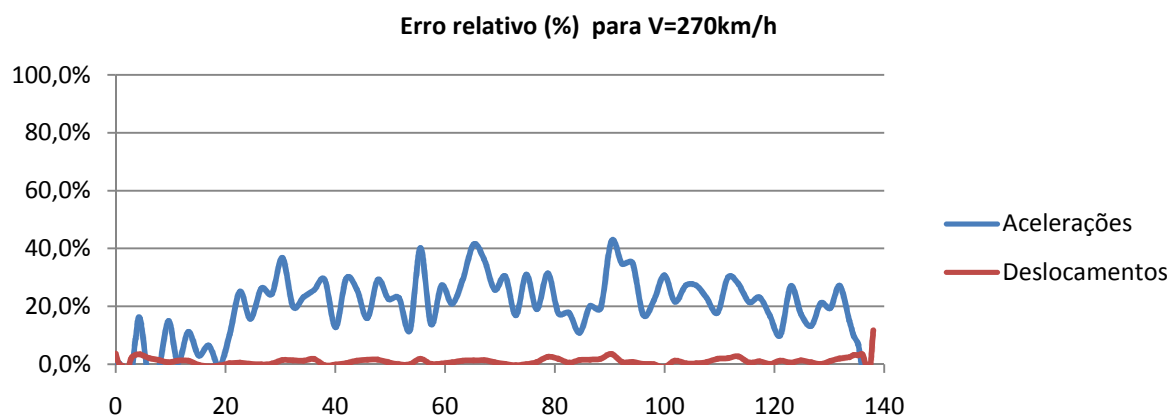


Fig. 4.27 b) – Envolvente de acelerações com e sem distribuição das cargas

Ao contrário do que seria de prever, as acelerações são maiores na situação de carga distribuída do que na situação de carga aplicada pontualmente. Na Figura 4.28, encontram-se representados, ainda para esta velocidade, os erros relativos obtidos para os deslocamentos e acelerações máximos registados.

Fig. 4.28 – Diferenças relativas entre acelerações e deslocamentos
com e sem consideração de distribuição das cargas

Da análise dos resultados para todas as restantes velocidades dentro da gama considerada (ver ANEXO VI), podem-se tirar as seguintes conclusões, relativas aos deslocamentos verticais:

- Os deslocamentos são muito pouco afectados pela distribuição das cargas no tabuleiro, sendo a diferença máxima para a situação de carga aplicada pontualmente, de 0,5mm.
- As diferenças relativas não ultrapassam os 4%, no vão, atingindo pontualmente valores mais elevados (22%) nas extremidades, o que se deve ao facto de os deslocamentos serem aí bastante reduzidos e qualquer flutuação do valor absoluto ter uma grande importância relativa.

No que se refere a acelerações verticais, pode-se concluir que:

- As acelerações são bastante afectadas pela distribuição das cargas no tabuleiro e, ao contrário do que era de esperar, essa mesma distribuição leva, para velocidades até aos 450km/h a um

agravamento generalizado das acelerações, sendo a diferença máxima para a situação de carga aplicada pontualmente, de $3,63\text{m/s}^2$. Para velocidades iguais ou superiores a 450km/h a distribuição de cargas leva quer a agravamentos quer a reduções da resposta, flutuações essas pouco importantes, face aos grandes valores de acelerações observados para essas velocidades.

- As diferenças relativas das acelerações com e sem distribuição podem atingir os 52%.

4.4.3. JUSTIFICAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados obtidos foram, em certa medida, surpreendentes, tendo por isso sido relevante analisar as causas do agravamento generalizado da resposta para a situação de carga distribuída.

Primeiramente, analisou-se a resposta da estrutura procurando entender se as maiores acelerações resultam de uma maior contribuição dos modos já presentes na resposta ao carregamento pontual, ou se, pelo contrário, resultam da contribuição de novos modos. Recorreu-se então novamente ao estudo da resposta no domínio da frequência, tendo-se comparado os resultados de FFTs, em todos os 81 pontos longitudinais, na situação com e sem dispersão, para a velocidade de 270km/h , por ter sido esta a velocidade que levou às maiores discrepâncias. Apresentam-se, na Figura 4.29, as transformadas de Fourier para dois pontos, onde se percebe que o incremento das acelerações, no caso da distribuição das cargas, resulta de uma maior contribuição dos modos que já participam quando a carga se aplica concentrada, e não da participação de novos modos de vibração.

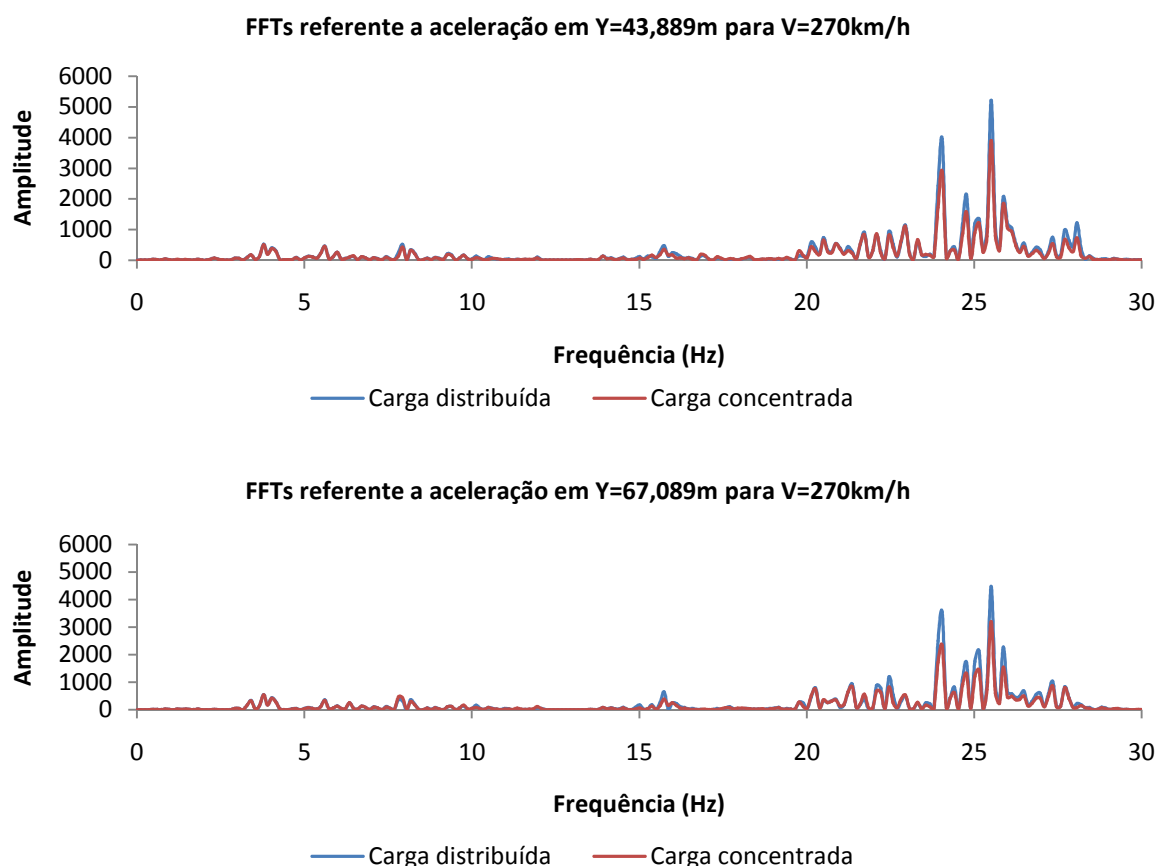


Fig. 4.29 – Participação modal na resposta da ponte com e sem distribuição das cargas verticais

Após se ter evidenciado que a estrutura atinge maiores acelerações devido à maior participação modal dos modos que já eram excitados, importa agora perceber como consegue a acção aplicada de forma distribuída conduzir a respostas mais elevadas do que no caso de a acção ser aplicada com cargas concentradas. Procurou-se então, para cada modo de vibração da estrutura, avaliar a força modal máxima com e sem carga dispersa. A força modal do modo k em cada instante, $f_k(t)$, pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$f_k(t) = \underline{\phi}_{k,red}^T \times \underline{F}(t) \quad (4.7)$$

em que $\underline{\phi}_{k,red}$ é o vector dos deslocamentos modais dos pontos de aplicação das forças, na direcção das mesmas, para o modo k , e $\underline{F}(t)$ é o vector solicitação que, como é sabido, é função do tempo, ou alternativamente, função da distância x percorrida pelo comboio. A mudança de variável pode ser realizada mediante a conhecida expressão $x(m) = v(m/s) \times t(s)$. No presente estudo, porém, adoptou-se a variável tempo, t .

Para a obtenção das forças modais na situação de cargas aplicadas pontualmente nas travessas, procedeu-se da seguinte forma:

- Seja $\underline{F}_i(t)$ o vector de forças verticais aplicadas ao nível da travessa j em cada instante de tempo t . A equação (5.7) pode ser re-escrita na seguinte forma:

$$f_k(t) = \sum_j f_{k,j}(t) = \sum_j \underline{\phi}_{k,j}^T \times \underline{F}_j(t) \quad (4.8)$$

- Seja $F_{j,total}$ a soma de todas as forças verticais aplicadas ao nível da travessa j . Em cada travessa j tem-se então, de acordo com a equação (4.8):

$$f_{k,j}(t) = \phi_{k,j,carril\ 1} \times \frac{F_{j,total}(t)}{2} + \phi_{k,j,carril\ 2} \times \frac{F_{j,total}(t)}{2} \quad (4.9)$$

$$= \frac{\phi_{k,j,carril\ 1} + \phi_{k,j,carril\ 2}}{2} \times F_{j,total}(t) \quad (4.10)$$

$$= \overline{\phi}_{k,j} \times F_{j,total}(t) \quad (4.11)$$

- As matrizes com as cargas aplicadas em cada travessa em função do tempo, $F_{j,total}(t)$, foram já calculadas anteriormente para o processo de geração dos instantes de carregamento. Para determinar $f_k(t)$ foi apenas necessário obter, para o modo k , para todas as 230 travessas, os correspondentes deslocamentos modais ao nível dos carris.
- O processo foi repetido para todos os 255 modos presentes até aos 30Hz.

Para a obtenção das forças modais na situação de distribuição das cargas pela área de influência de cada travessa, foi necessário proceder a algumas alterações:

- De acordo com a expressão (4.6), a força aplicada no nó i associado à travessa j , $F_{i,j}(t)$, resulta do produto de um factor de ponderação $P_{i,j}$ pela força total aplicada à travessa nesse instante

de tempo, $F_{j,total}(t)$. Tem-se então que, no caso de se considerar a carga distribuída, a expressão (4.9) deixa de fazer sentido, sendo necessário proceder à sua adaptação:

$$f_{k,j}(t) = \sum_i \phi_{k,i,j} \times F_{i,j}(t) \quad (4.12)$$

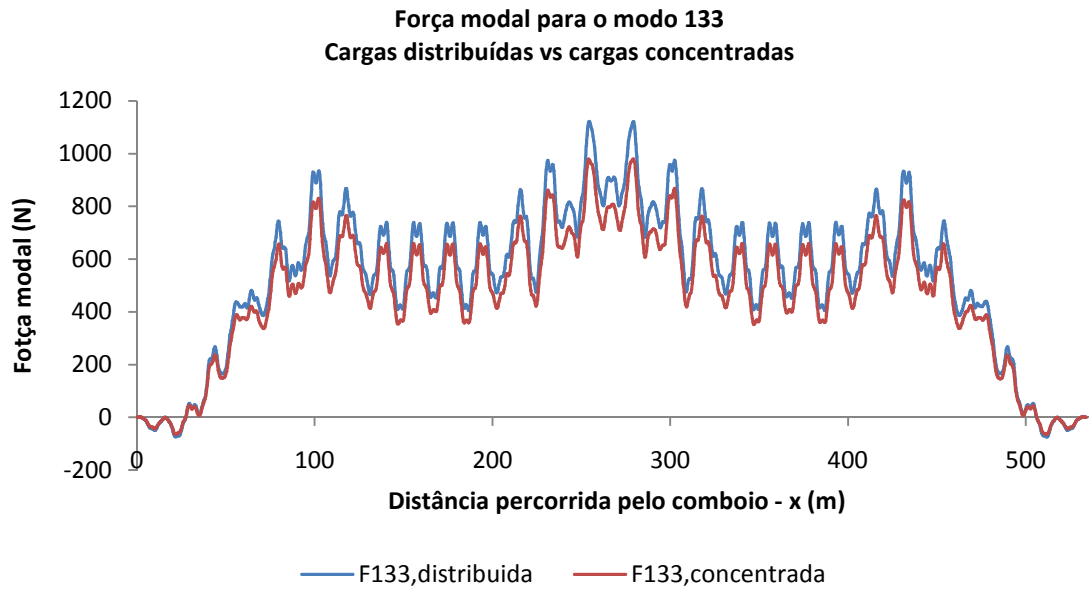
$$= \sum_i \phi_{k,i,j} \times (P_{i,j} \times F_{j,total}(t)) \quad (4.13)$$

$$= \sum_i (\phi_{k,i,j} \times P_{i,j}) \times F_{j,total}(t) = \quad (4.14)$$

$$= \overline{\phi_{k,j}} \times F_{j,total}(t) \quad (4.11)$$

Exceptuando esta adaptação, o processo de obtenção das forças modais é em tudo idêntico à situação descrita anteriormente, para o carregamento através de cargas concentradas. Verifica-se que em ambas as situações, a força modal por travessa é corresponde ao produto da força total aplicada na travessa ($F_{j,total}(t)$) pelo deslocamento modal médio ponderado ($\overline{\phi_{k,j}}$).

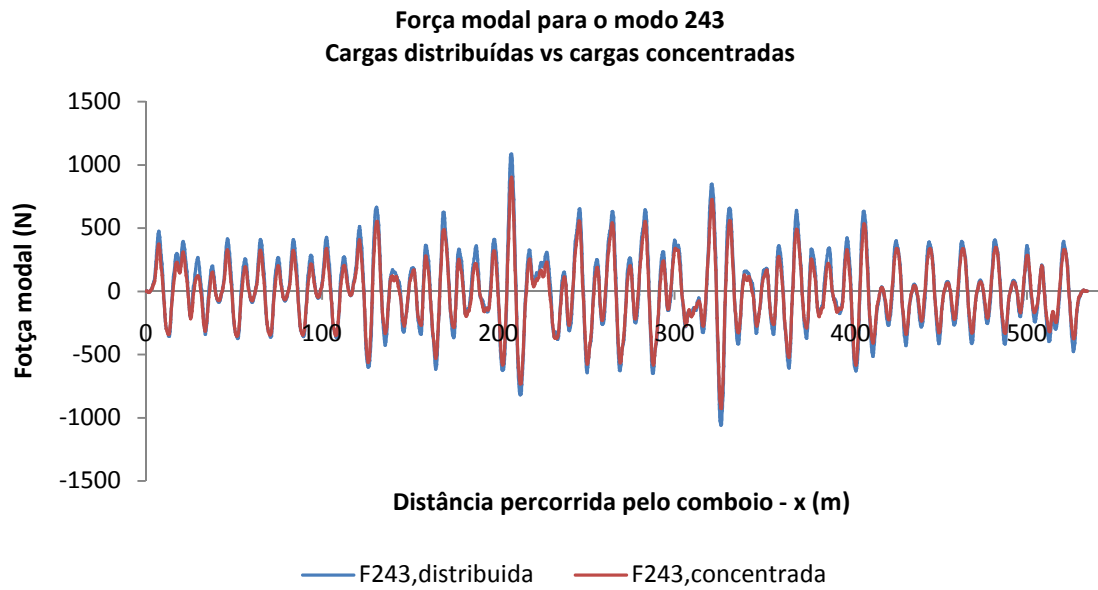
Na Figura 4.30 apresentam-se as forças modais dos modos 133 e 134, em função da distância, x , percorrida pelo comboio, para as duas situações de carga distribuída e de carga concentrada.



a)

Fig. 4.30 – Força modal em função da distância percorrida pelo comboio:

a) 133º modo e b) 243º modo



b)

Fig. 4.30 – Força modal em função da distância percorrida pelo comboio:

a) 133º modo e b) 243º modo (continuação)

Apresenta-se na Figura 4.31 a análise comparativa dos valores máximos e mínimos das forças modais, para os 251 modos incluídos na resposta, para os dois tipos de carregamento em análise.

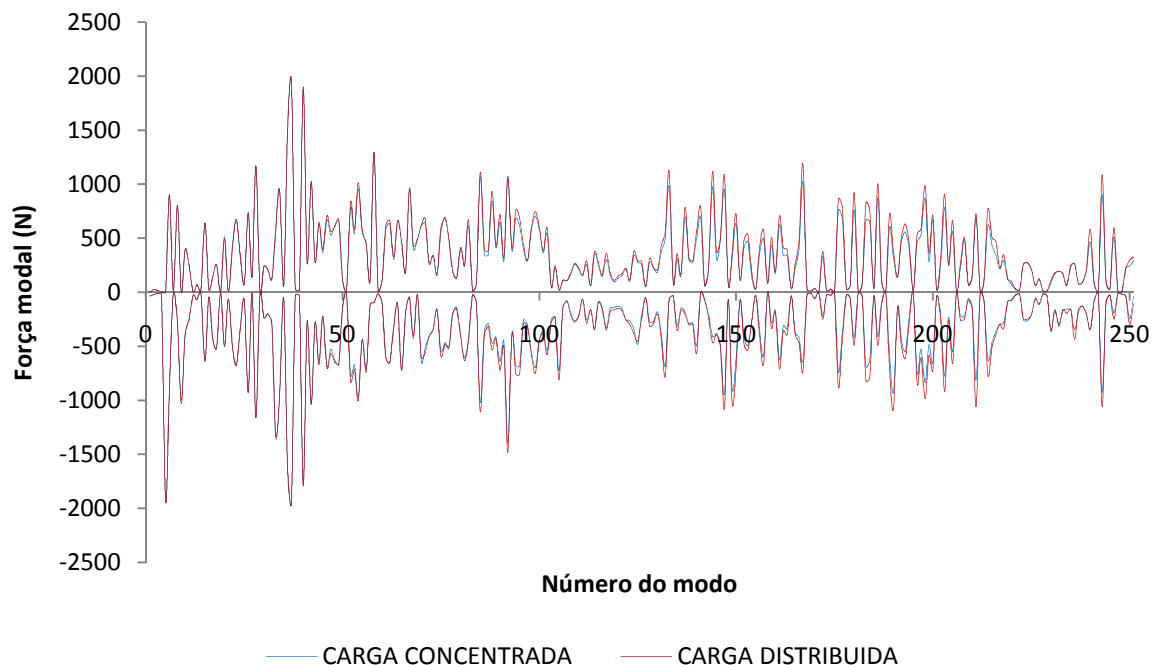


Fig. 4.31 – Valores máximos e mínimos das forças modais

com e sem carga distribuída, em função do número de ordem do modo

Na Figura 4.32 apresenta-se o somatório acumulado das diferenças dos valores máximos e mínimos das forças modais.

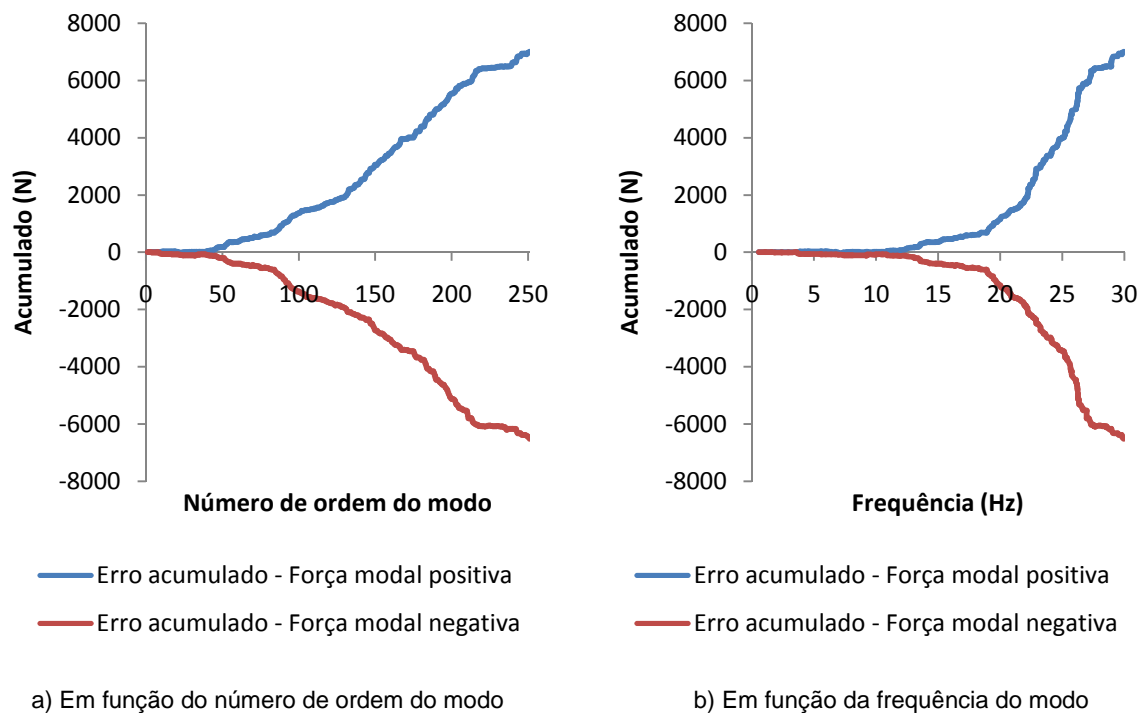


Fig. 4.32 – Valor acumulado das diferenças entre forças modais máximas com e sem distribuição da carga

Pode concluir-se que:

- Qualquer que seja o modo considerado, a força modal é sempre superior ou igual no caso de carga distribuída, quando comparada com a situação de carga concentrada.
- As diferenças são muito reduzidas para os primeiros 50 modos ($\approx 12\text{Hz}$) sendo significativas sobretudo para os modos intermédios e locais do tabuleiro.

Ou seja, a diferença na distribuição do carregamento é pouco significativa para os modos mais globais da estrutura mas tem bastante importância para os modos locais e intermédios. Assim se percebe que surjam diferenças significativas nas acelerações obtidas ao longo do tabuleiro para velocidades de circulação em que há uma grande participação de modos locais na resposta.

4.5. ANÁLISE LONGITUDINAL SEM CONSIDERAÇÃO DA VIA E COM AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS

Os valores do coeficiente de amortecimento presentes na *EN1991 – 2* são função do tipo de ponte, dos seus materiais estruturais constituintes e do vão efectivo (L_ϕ) da mesma, sendo o amortecimento tanto maior quanto menor for o vão considerado. Para pontes metálicas, o coeficiente de amortecimento é dado pela expressão:

$$\zeta_{total} = \zeta + \Delta\zeta \quad (4.15)$$

em que,

$$\zeta(\%) = \begin{cases} 0,5 + 0,125(20 - L), L < 20m \\ 0,5, L \geq 20m \end{cases} \quad (4.16)$$

e

$$\Delta\zeta(\%) = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} \quad (4.17)$$

Esta prescrição, apesar de adequada a análises de pontes cujo comportamento pode ser recriado com modelos planos, parece ser desadequada à análise de pontes nas quais os efeitos locais sejam de primordial importância. Tal é o caso da ponte em estudo. Assim, face à elevada participação dos modos intermédios e locais na resposta obtida, e face aos elevados valores de acelerações registados decidiu-se avaliar a resposta da ponte adoptando coeficientes de amortecimento mais próximos dos reais. Considerou-se que cada modo k tem um amortecimento modal definido em função do comprimento de onda $(L_\phi)_k$ associado. A componente $\Delta\zeta$, que se refere ao efeito da interacção ponte-veículo, foi desprezada.

Os critérios adoptados na definição dos comprimentos efectivos foram os seguintes:

- Considerou-se que os modos locais do tabuleiro apresentam um comprimento de onda igual a 3,867m, distância mais frequente entre carlingas.
- Os modos intermédios apresentam um comprimento de onda que se supõe igual à razão entre o comprimento da ponte e o dobro do número de picos positivos do modo. Tendo a ponte aproximadamente 140m, o primeiro modo a possuir um $(L_\phi)_k \leq 20m$ é o 7º modo de flexão.
- Os modos globais apresentam um comprimento de onda superior a 20m pelo que os seus coeficientes de amortecimento se mantêm iguais a 0,5%.
- Os modos que não sejam de flexão apresentam um coeficiente de amortecimento igual ao coeficiente de amortecimento do modo de flexão vertical precedente.

Destas considerações, e da aplicação da expressão (4.16), obteve-se a distribuição de coeficientes de amortecimento modais ilustrada na Figura 4.33.

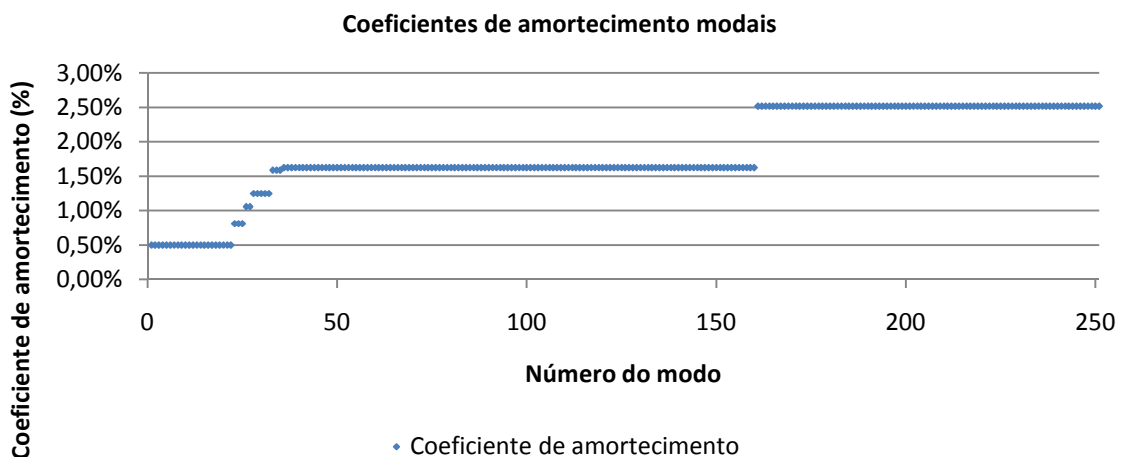


Fig. 4.33 – Coeficientes de amortecimento modais para ponte sem via

Adoptando estes amortecimentos modais, procedeu-se a uma nova análise dinâmica da ponte, para uma gama de velocidades dos 170km/h aos 510km/h, com espaçamentos de 20km/h. A redução das acelerações foi significativa tendo-se atingido uma redução maior sobretudo para as velocidades cuja resposta era dominada, predominantemente, por modos locais da estrutura. Apresentam-se, a título ilustrativo, na Figura 4.34, os resultados para a velocidade de 270km/h, encontrando-se os restantes no ANEXO VII.

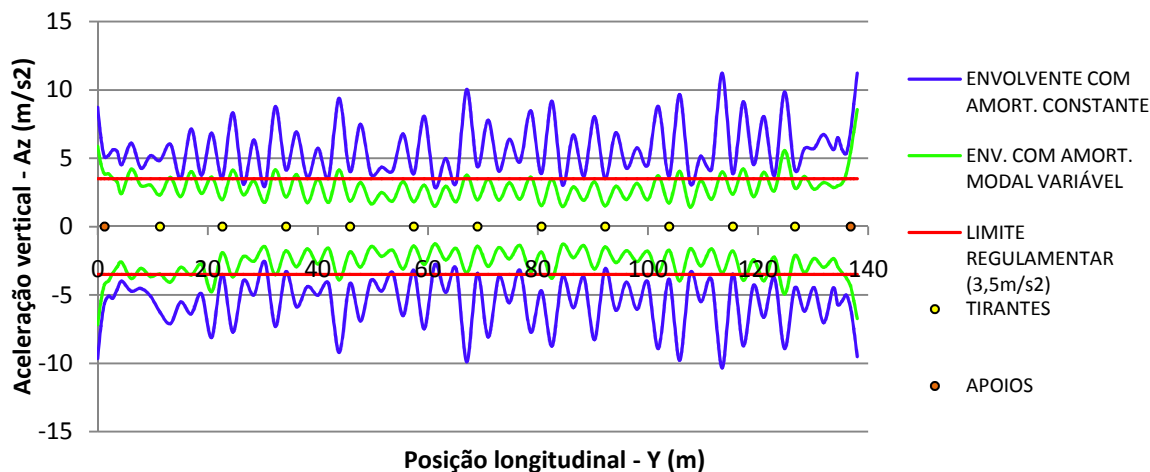


Fig. 4.34 – Envolvente de acelerações para $V=270\text{km/h}$

Considerando estes níveis de amortecimento, chega-se a resultados mais próximos dos exigidos a uma ponte que integra uma Rede Ferroviária de Alta Velocidade:

- Exceptuando as zonas de entrada e de saída da ponte, esta passa a respeitar os limites de acelerações até velocidades que rondam os 250km/h.
- O reajuste, consciente, dos níveis de amortecimento levou a reduções generalizadas nas acelerações, com as reduções das acelerações a atingirem os 10m/s^2 de valor absoluto e as reduções relativas a atingirem os 69%.
- As consequências sobre os deslocamentos são bastante menos sensíveis, chegando no entanto a ocorrer reduções de 3mm no deslocamento máximo. No vão as reduções atingem em termos relativos, 23%.

4.6. RESPOSTA DINÂMICA DA PONTE COM INCORPORAÇÃO EXPLÍCITA DA VIA

Os resultados obtidos nas análises em que a via não foi explicitamente modelada, foram bastante penalizadores face às actuais exigências regulamentares. Mesmo considerando amortecimentos modais mais próximos dos reais, subsistiram problemas nomeadamente ao nível das acelerações nas zonas de entrada e saída da ponte. Procedeu-se então à inclusão da via, sobre o próprio tabuleiro da ponte, de acordo com o descrito no Capítulo 3, tendo-se avaliado o efeito desta modelação sobre a resposta dinâmica da ponte.

Para se proceder à análise dinâmica, considerando um modelo com via incorporada, foi necessário proceder a uma alteração no algoritmo de geração das cargas em cada travessa. Assim, e de acordo com o referido anteriormente, em vez de se considerar que cada eixo do comboio, quando se encontra sobre uma travessa descarrega $\frac{1}{2}$ da carga sobre a referida travessa e $\frac{1}{4}$ da carga sobre cada uma das adjacentes, considerou-se que cada eixo, quando se encontra sobre uma dada travessa, descarrega

integralmente a carga no carril sobre essa travessa, sendo a carga distribuída pelas travessas mais próximas por equilíbrio mecânico da via, o que constitui, uma distribuição mais natural e mais de acordo com a realidade.

4.6.1. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DOS RESULTADOS PARA SITUAÇÃO DE COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO CONSTANTE ($\zeta=0,5\%$)

Com base no modelo desenvolvido, e na lei de carregamento descrita, procedeu-se à análise dinâmica para a passagem do Thalys, considerando um coeficiente de amortecimento constante de 0,5%. Foram realizadas análises para velocidades dos 170km/h aos 510km/h, com intervalos de 20km/h. Apresentam-se na Figura 4.35 as envolventes de acelerações para $V=250\text{km/h}$, encontrando-se os restantes resultados no ANEXO VIII.

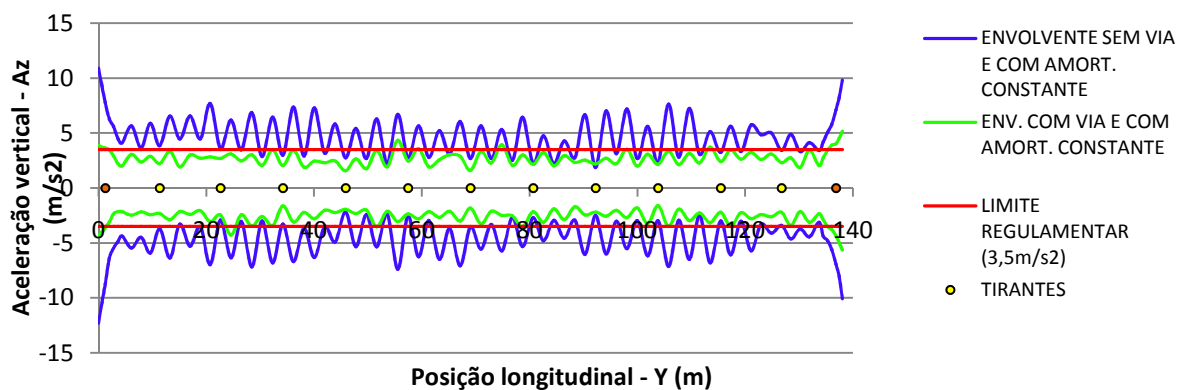


Fig. 4.35 – Envolvente de acelerações para $V=250\text{km/h}$

Os resultados obtidos permitiram concluir que, com inclusão da via:

- As acelerações nas extremidades reduzem bastante, chegando a reduzir 79%, à excepção da velocidade de 390km/h.
- De acordo com os limites regulamentares de aceleração, não considerando as acelerações na extremidade, a velocidade de circulação máxima permitida seria de sensivelmente 230km/h.

4.6.2. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DOS RESULTADOS COM CONSIDERAÇÃO DE AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS

Ainda tendo por base o modelo com inclusão da via, procedeu-se à análise considerando coeficientes de amortecimento diferentes para cada modo de vibração, em função dos comprimentos efectivos dos mesmos, tal como havia sido feito na análise da ponte sem via. A distribuição dos coeficientes de amortecimento modais é semelhante à obtida nesse caso, e encontra-se representada na Figura 4.36.

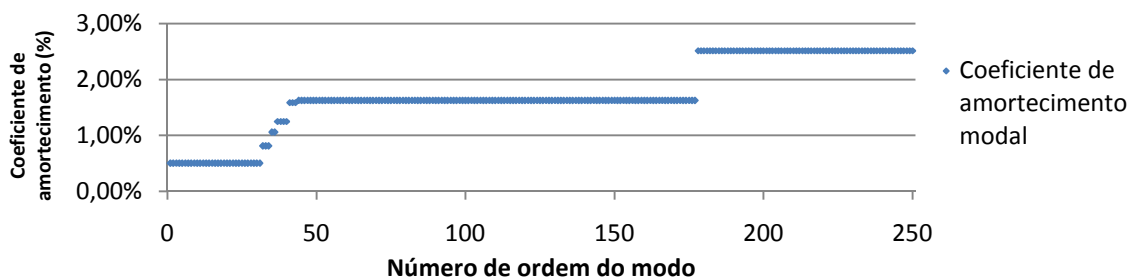


Fig. 4.36 – Coeficientes de amortecimento modais para ponte com via

A gama de velocidades foi, mais uma vez, dos 170km/h aos 510km/h, em intervalos de 20km/h. Apresentam-se, a título de exemplo, os resultados obtidos para $V=270\text{km/h}$. Os restantes resultados encontram-se no ANEXO IX.

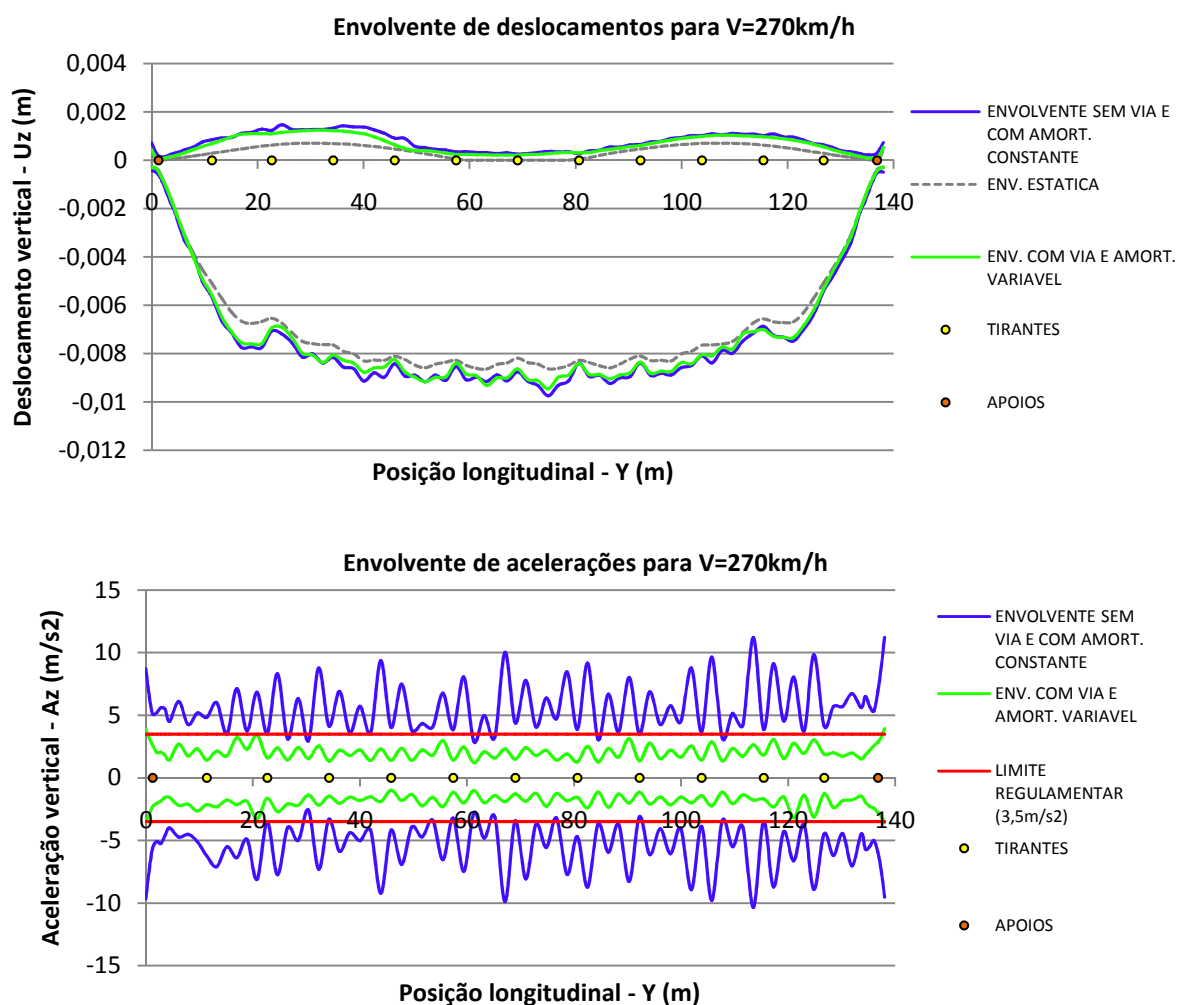


Fig. 4.37 – Envolturas de deslocamentos e acelerações máximas para $V=270\text{km/h}$

Considerando a presença da via e valores mais realistas dos coeficientes de amortecimento modais atinge-se, na presente análise, uma velocidade de circulação máxima admissível de 330km/h.

4.7. RELAÇÃO ENTRE ACELERAÇÕES MÁXIMAS NA CHAPA METÁLICA E ACELERAÇÕES MÁXIMAS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS LINEARES

No sentido de perceber o carácter localizado das acelerações verificadas nas análises anteriores, nomeadamente para as velocidades cuja resposta é mais condicionada pelos modos locais, procedeu-se a um levantamento exaustivo das acelerações máximas registadas na totalidade dos nós do modelo, situados entre as carlingas posicionadas em $Y = 84,489\text{m}$ e $Y = 88,355\text{m}$. Esta área do modelo de elementos finitos é constituída por 14 fiadas de 49 nós, num total de 686 nós, e a velocidade escolhida para a análise foi de 390km/h. O processo seguido foi o seguinte:

1. Análise dinâmica para a passagem do Thalys a 390km/h.

2. Obtenção dos resultados para os 686 pontos considerados.
3. Detecção do valor máximo absoluto de acelerações registado e do instante de tempo, $t_{\text{crítico}}$, em que sucede.
4. Mapeamento das acelerações em todos os nós no instante de tempo, $t_{\text{crítico}}$, referido.

Esta análise foi realizada quer para a situação de ponte sem via, com coeficiente de amortecimento de 0,5% quer para a situação de ponte com via e coeficientes de amortecimento modais variáveis. Apresentam-se nas Figuras 4.38 e 4.39 os resultados relativos a esta última situação:

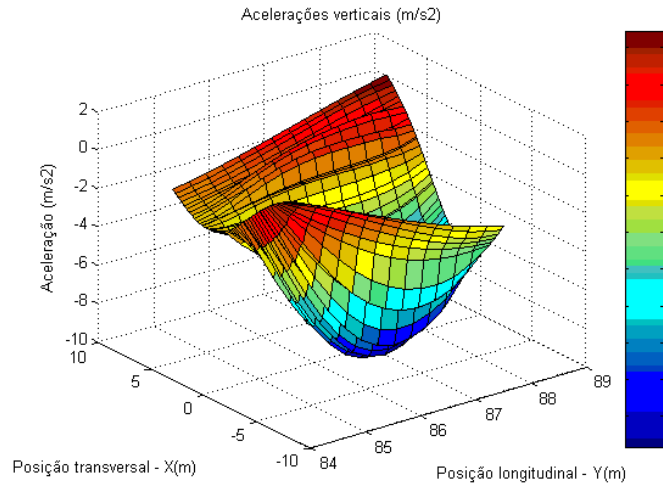


Fig. 4.38 – Distribuição das acelerações no instante em que se atinge a aceleração máxima

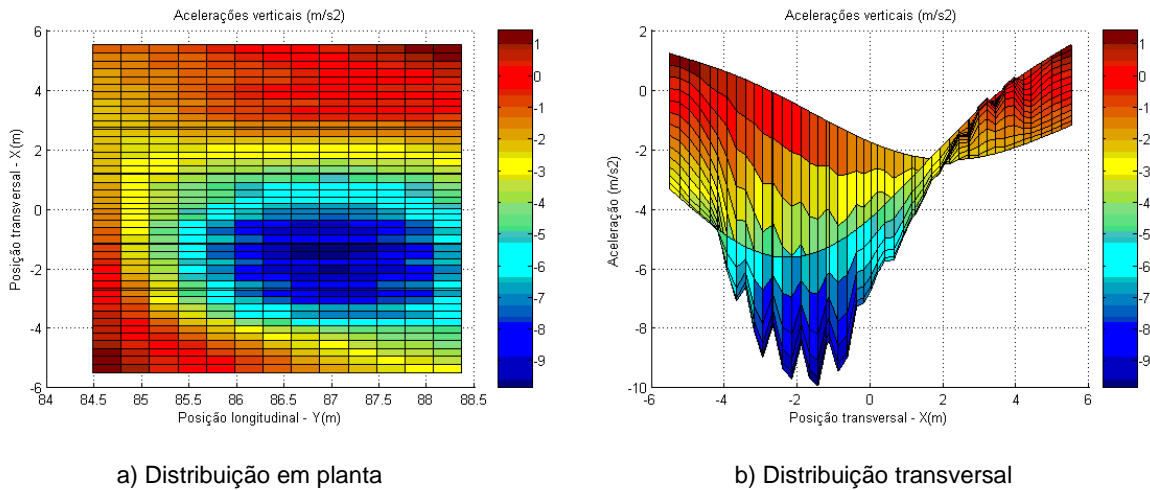


Fig. 4.39 – Distribuição a) em planta e b) transversal das acelerações no instante em que se atinge a aceleração máxima

Note-se que as acelerações obtidas ao nível da chapa acompanham a distribuição das acelerações das longarinas, sendo no entanto sempre superiores às obtidas nas mesmas. No caso da modelação sem via, a aceleração máxima nas longarinas é de $5,03\text{m/s}^2$, enquanto a chapa atinge os $5,66\text{m/s}^2$, ou seja, há um acréscimo de 12,5% nas acelerações ao passar dos elementos estruturais para a chapa. No caso

da ponte com via e amortecimentos modais incorporados, a aceleração das longarinas atinge os $8,54\text{m/s}^2$, enquanto na chapa atinge os $9,93\text{m/s}^2$, sendo, nesse caso, o acréscimo de 16,3%.

Estes resultados não são, no entanto, inteiramente conclusivos, pois:

- O instante em que ocorrem as acelerações máximas pode não ser o mesmo em que é maior a diferença entre acelerações nas longarinas e na chapa;
- A diferença entre acelerações na chapa e acelerações nas longarinas, depende ainda dos modos ressonantes que, para a velocidade de 390km/h , são diferentes nos dois modelos.

Analisando igualmente o modelo da ponte, descrito no capítulo 4, em que há simplificação da estrutura do tabuleiro ortotrópico chega-se a diferenças muito mais significativas, com a aceleração a atingir os $6,36\text{m/s}^2$ nos elementos estruturais mas a atingir os $39,5\text{m/s}^2$ ao nível da chapa (aumento de 520%), numa zona muito localizada entre a penúltima longarina e o guarda-balastro/longarina (ver Figura 4.40).

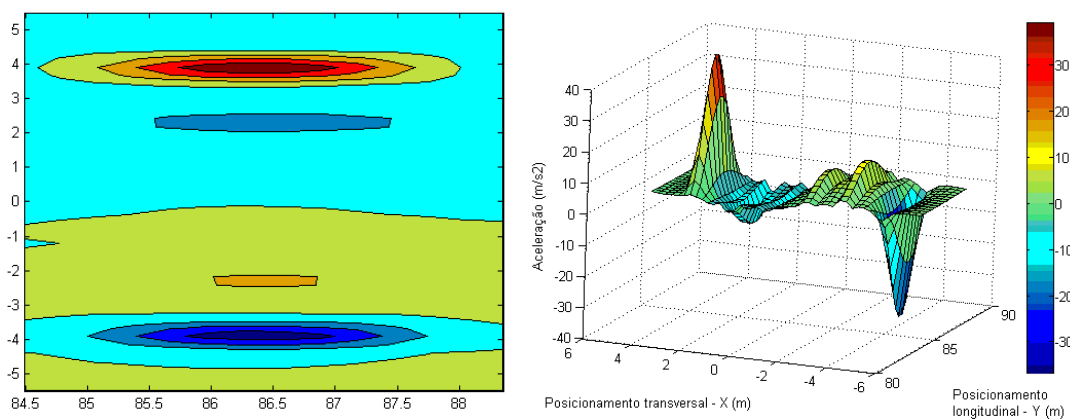


Fig. 4.40 – Distribuição, em planta e perspectiva, das acelerações no instante em que se atingem as acelerações máximas na situação de modelo do tabuleiro com mais simplificações

Este resultado exagerado alerta para a importância do vão entre longarinas na definição da relação entre as acelerações máximas nas mesmas e as acelerações máximas na chapa. Assim, a modelação das longarinas, cuja secção transversal é em caixão, como um elemento de barra posicionado ao nível do eixo dessa mesma secção levará seguramente a um exagero nos resultados obtidos ao nível da chapa: o espaçamento entre os eixos das longarinas na modelação é, assim, de $0,760\text{m}$ mas na realidade, sendo a secção em U, a chapa, na zona entre guarda balastros, encontra-se apoiada transversalmente com espaçamentos alternados de $0,300\text{m}$ e $0,460\text{m}$ (ver Figura 4.41).

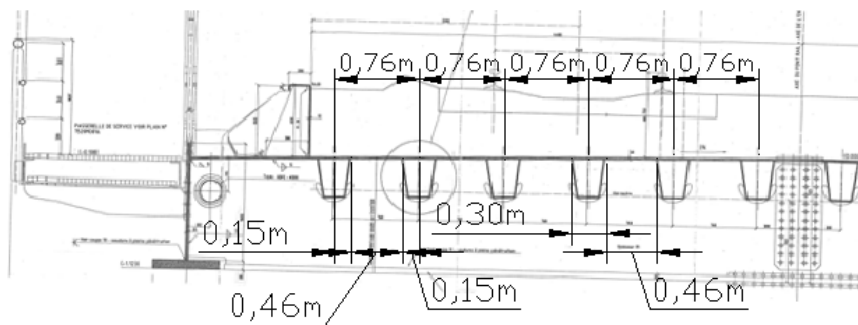


Fig. 4.41 – Vãos a vencer pela chapa, na realidade e no modelo numérico desenvolvido

Prevê-se, assim, uma diferença ainda menor entre os valores obtidos nos pontos sobre elementos estruturais e os pontos da chapa. Sugere-se desde já que, em futuros estudos, longarinas como as da presente ponte, apesar de terem uma secção reduzida em comparação com a secção transversal total do tabuleiro, sejam modeladas utilizando dois elementos de barra com as características idênticas às de uma viga com metade da secção transversal.

4.8. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DOS 3 PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO TABULEIRO: LONGARINAS, CARLINGAS E VIGAS LATERAIS DE GRANDE RIGIDEZ

A resposta dinâmica da ponte revelou até agora a grande importância do comportamento do tabuleiro ortotrópico. A rigidez das vigas laterais é determinante nos modos globais e nos primeiros modos de flexão intermédios, a rigidez das carlingas é preponderante para os modos de flexão intermédios, correspondentes no fundo a uma flexão transversal do tabuleiro, e a rigidez das longarinas, em conjunto com a das carlingas, determina a extensão e frequência dos modos locais do tabuleiro. Assim, procurou-se avaliar a influência do aumento de rigidez, de cada um dos 3 elementos referidos, separadamente. Foi realizada uma análise dinâmica para velocidades de 190km/h a 510km/h, com intervalos de 40km/h. Apresentam-se, em seguida, para cada uma das situações, a frequência atingida em função do número de modos considerados, até aos 30Hz. Apresenta-se ainda a diferença, em função do número do modo, entre a frequência atingida em cada uma das 3 situações e a situação de base sem aumento da rigidez da estrutura.

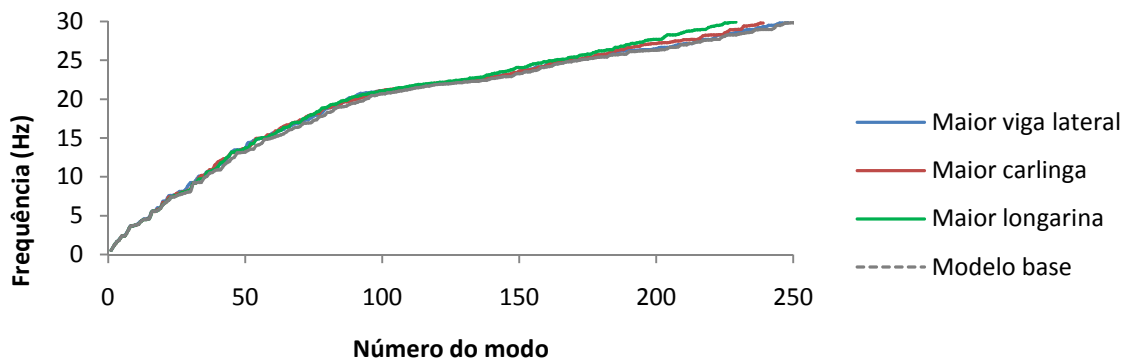


Fig. 4.42 – Frequências atingidas com e sem rigidificação do tabuleiro em função do número de ordem do modo

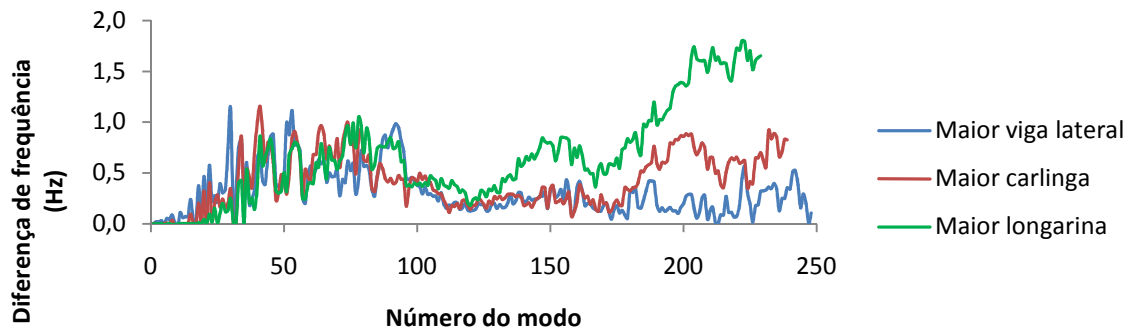


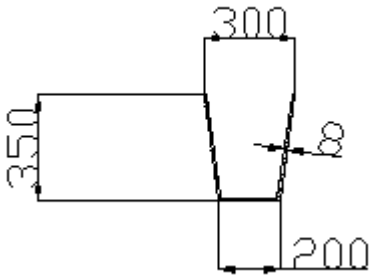
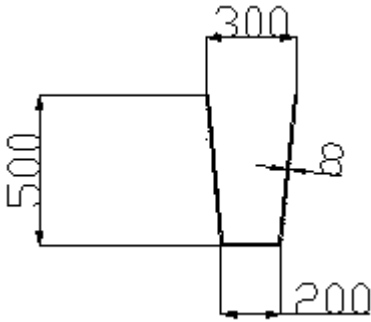
Fig. 4.43 – Afastamento entre frequências atingidas com e sem rigidificação do tabuleiro em função do número de ordem do modo considerado

A maior redução do número total de modos presentes até aos 30Hz é para a situação de maior rigidez das longarinas, com 229 modos, seguindo-se a situação de aumento de rigidez das carlingas, com 239 modos, e finalmente a situação de aumento de rigidez das vigas laterais, com 248 modos de vibração, contra os 251 modos presentes no modelo base. De notar que para os modos globais apenas há variações de frequências alterando a rigidez das vigas laterais, enquanto que para o aumento da frequência dos modos locais contribui sobretudo o aumento da rigidez das longarinas. Com contributos sucessivamente menores para o aumento da rigidez dos modos locais surge o aumento da rigidez das carlingas e o aumento da rigidez das vigas laterais.

4.8.1. INFLUÊNCIA DO AUMENTO DE RIGIDEZ DAS LONGARINAS

O aumento da rigidez das longarinas foi obtido através do simples aumento da sua altura, de 0,35m, para 0,50m, de acordo com o presente no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Aumento da rigidez das longarinas

SECÇÃO (mm)		
$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$0,93 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$2,45 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
Excentricidade (m)	-0,221 m	-0,289 m

Apresentam-se nas Figuras 4.44 e 4.45 alguns dos resultados obtidos em termos de deslocamentos e de acelerações, respectivamente. Os restantes resultados encontram-se disponíveis no ANEXO X.

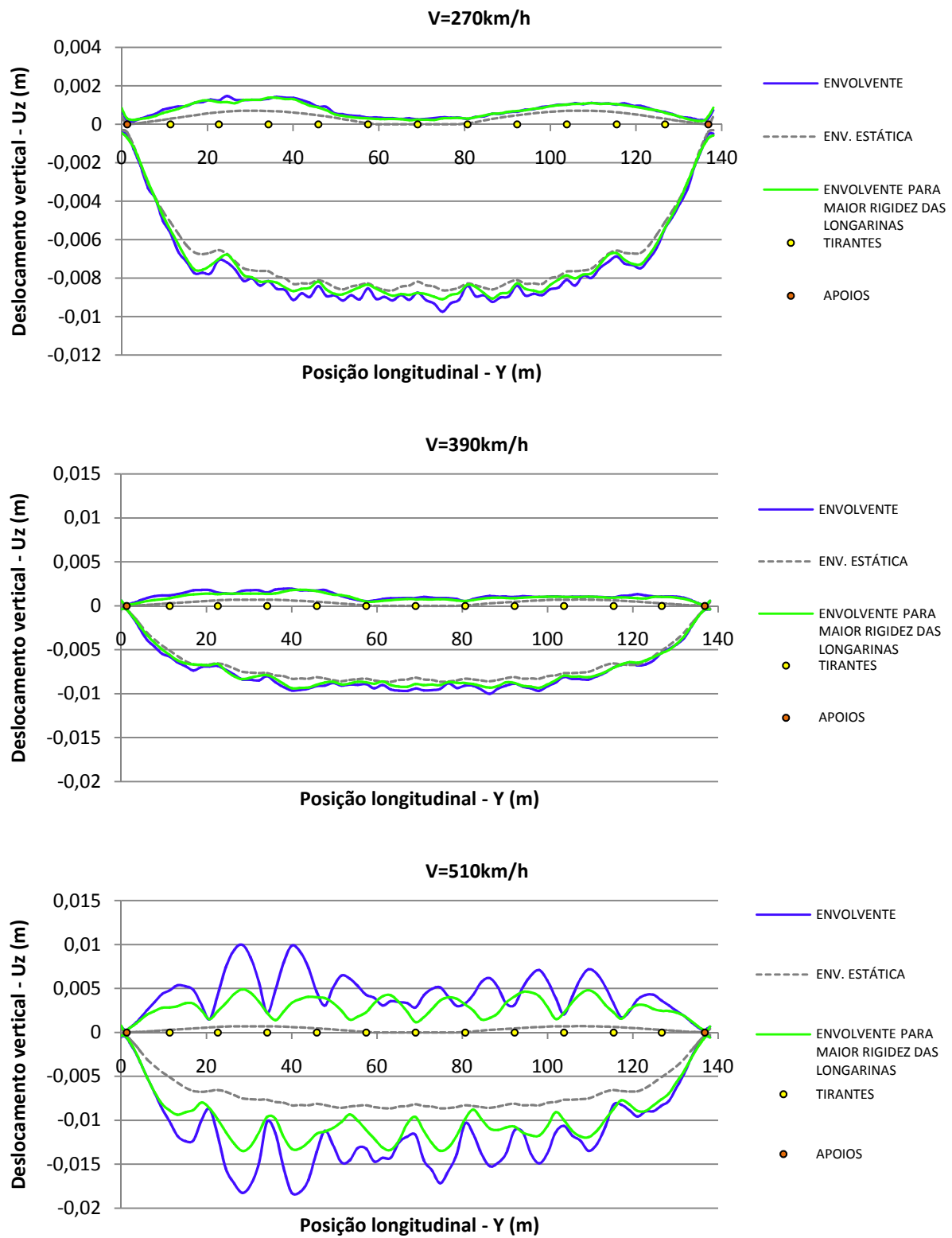


Fig. 4.44 – Envelope de deslocamentos para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$
na situação de aumento de rigidez das longarinas

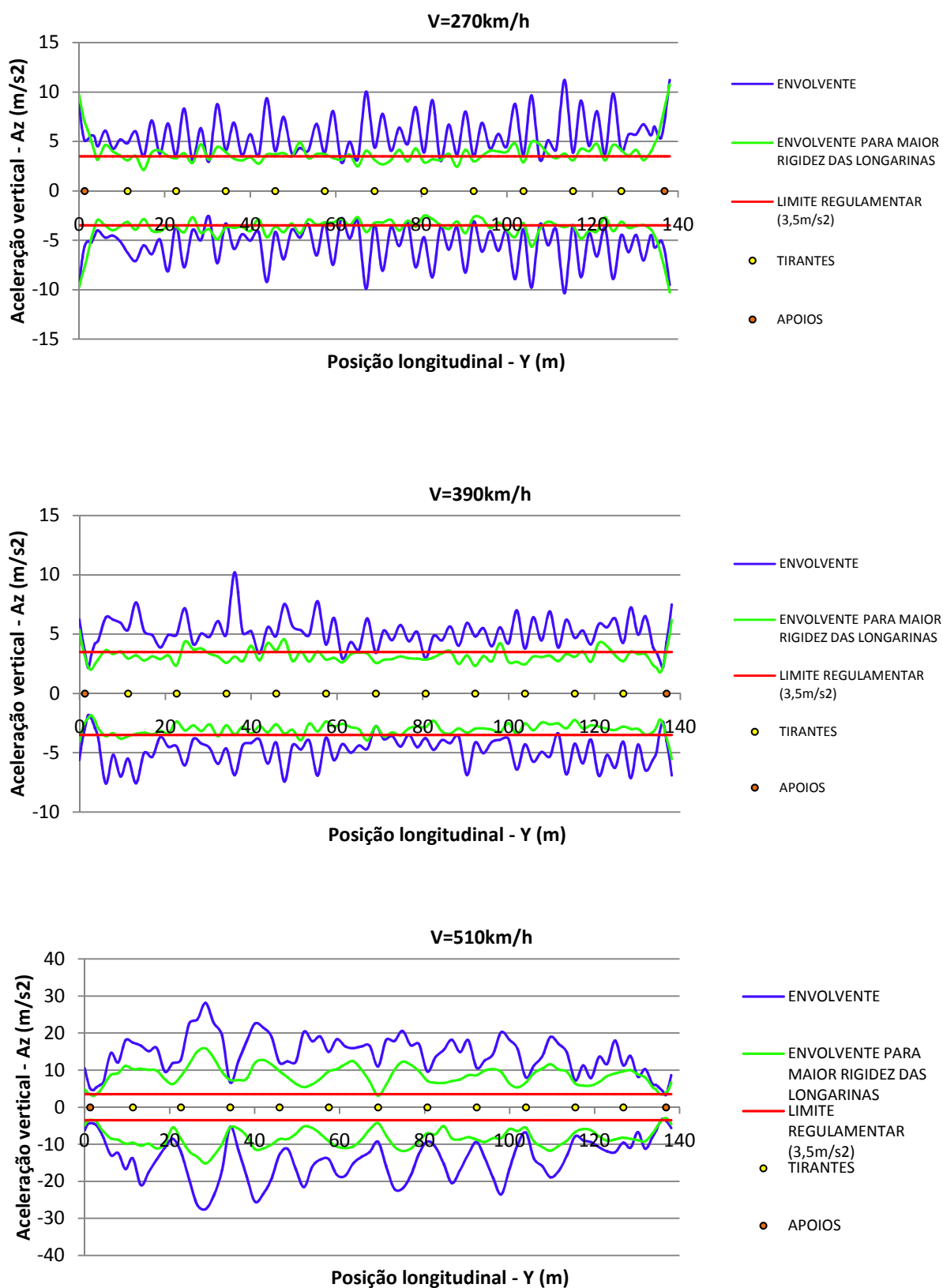


Fig. 4.45 – Envelope de acelerações para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$
na situação de aumento de rigidez das longarinas

Da observação dos gráficos, bem como da análise dos resultados obtidos dentro de toda a gama de velocidades considerada, pode concluir-se que:

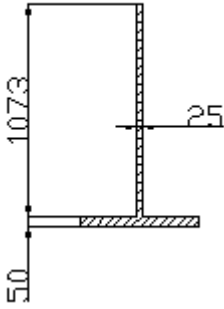
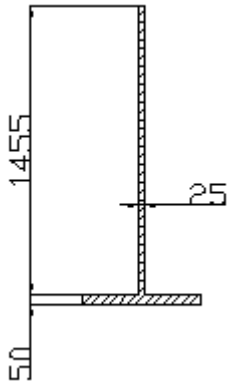
- Os deslocamentos são pouco afectados pelo aumento de rigidez das longarinas, excepto para as maiores velocidades, que correspondem a ressonâncias dos primeiros modos de flexão intermédios. Para essas velocidades, no entanto, as reduções dos deslocamentos chegam a atingir os 5,3mm, a que corresponde uma redução relativa de 44%.
- As acelerações são muito afectadas pelo aumento da rigidez das longarinas, que leva quer a uma redução generalizada das mesmas, quer a uma diminuição das diferenças de acelerações entre pontos sobre carlingas e pontos nos vãos adjacentes, entre carlingas. As reduções chegam a atingir valores absolutos de $16,12\text{m/s}^2$ e valores relativos de 75%.

O aumento da rigidez das longarinas revela, assim, uma grande eficiência no melhoramento da resposta dinâmica da ponte.

4.8.2. INFLUÊNCIA DO AUMENTO DE RIGIDEZ DAS CARLINGAS

O aumento da rigidez das carlingas foi obtido através do aumento da altura da alma, de 1,073m, para 1,455m, de acordo com o presente no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Aumento da rigidez das carlingas

SECÇÃO (mm)		
$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$6,74 \times 10^{-3} \text{ m}^4$	$15,73 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
<i>Excentricidade</i> (m)	-0.837 m	-1,068 m

Nas Figuras 4.46 e 4.47, encontram-se representados alguns dos resultados obtidos. Os restantes resultados podem ser consultados no ANEXO XI.

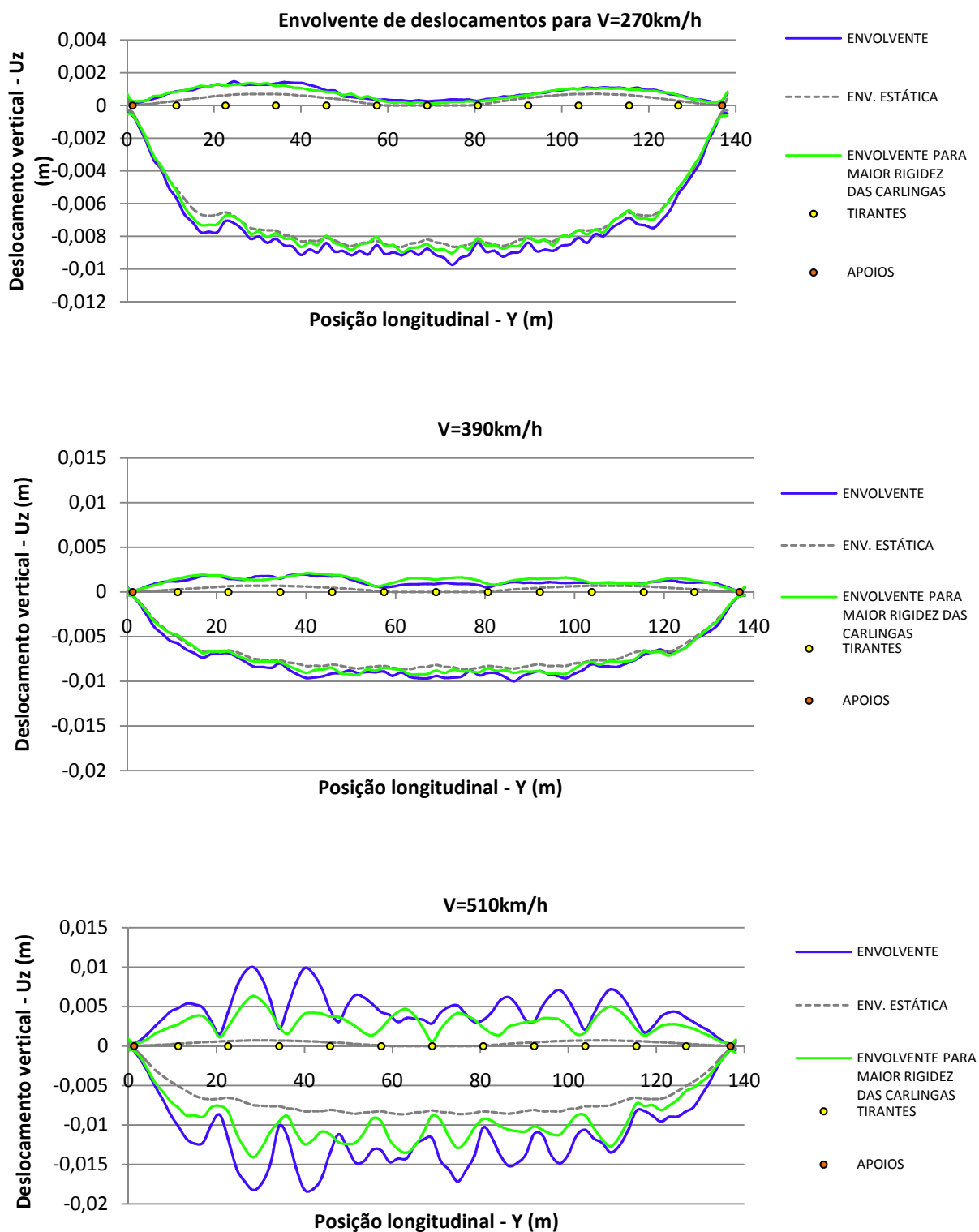


Fig. 4.46 – Envolvente de deslocamentos para V=270km/h, V=390km/h e V=510km/h
na situação de aumento de rigidez das carlingas

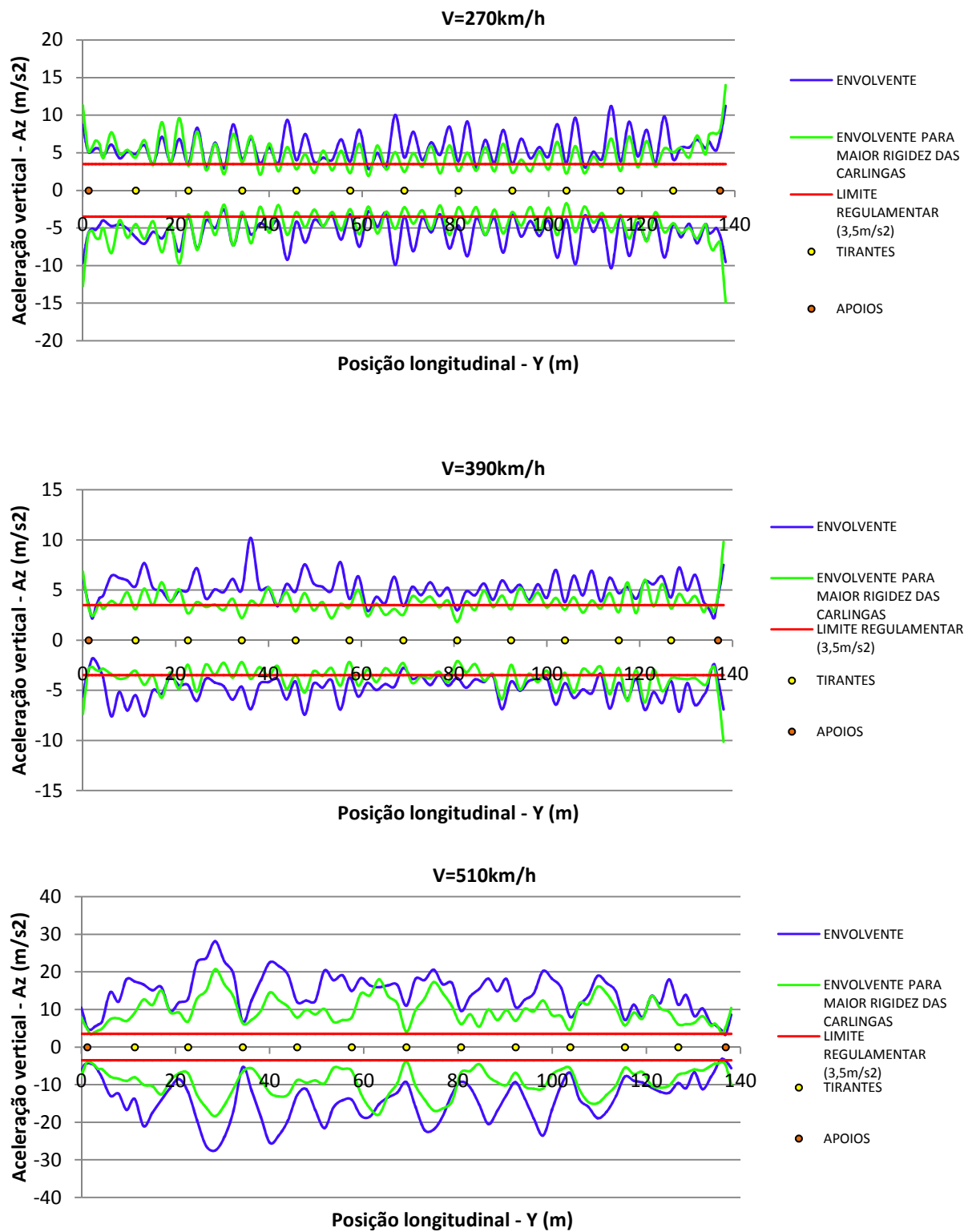


Fig. 4.47 – Envelope de acelerações para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$
na situação de aumento de rigidez das carlingas

Da observação dos gráficos, bem como da análise dos resultados obtidos, dentro de toda a gama de velocidades considerada, tal como realizado no caso do aumento da rigidez das longarinas, pode concluir-se que:

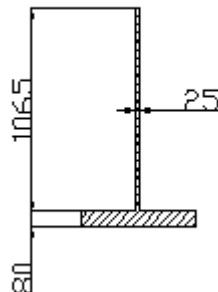
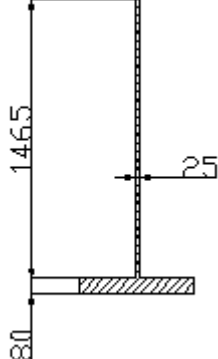
- Os deslocamentos, para velocidades inferiores a 400km/h, são pouco afectados pelo aumento de rigidez das carlingas, apesar de haver, no entanto, uma redução mais significativa neste caso do que no caso do aumento de rigidez das longarinas. Para as maiores velocidades, que correspondem a ressonâncias dos primeiros modos de flexão intermédios a redução dos deslocamentos aumenta bastante, atingindo os 6,3mm, a que corresponde uma redução relativa de 63%.
- As acelerações, até velocidades de circulação de 390km/h, são pouco afectadas pelo aumento da rigidez das carlingas, sendo as reduções das mesmas em certas zonas da ponte contrariadas pelo aumento noutras, mas sem uma tendência definida. Apenas para velocidades superiores se consegue uma redução generalizada das acelerações e, nesse caso, as reduções chegam a atingir valores absolutos de 11,88m/s² e valores relativos de 65%.

Assim, o aumento da rigidez das carlingas não se revela tão eficiente no melhoramento da resposta dinâmica da ponte como o aumento da rigidez das longarinas, dando sobretudo um bom contributo para as velocidades de circulação mais elevadas, a partir dos 390km/h.

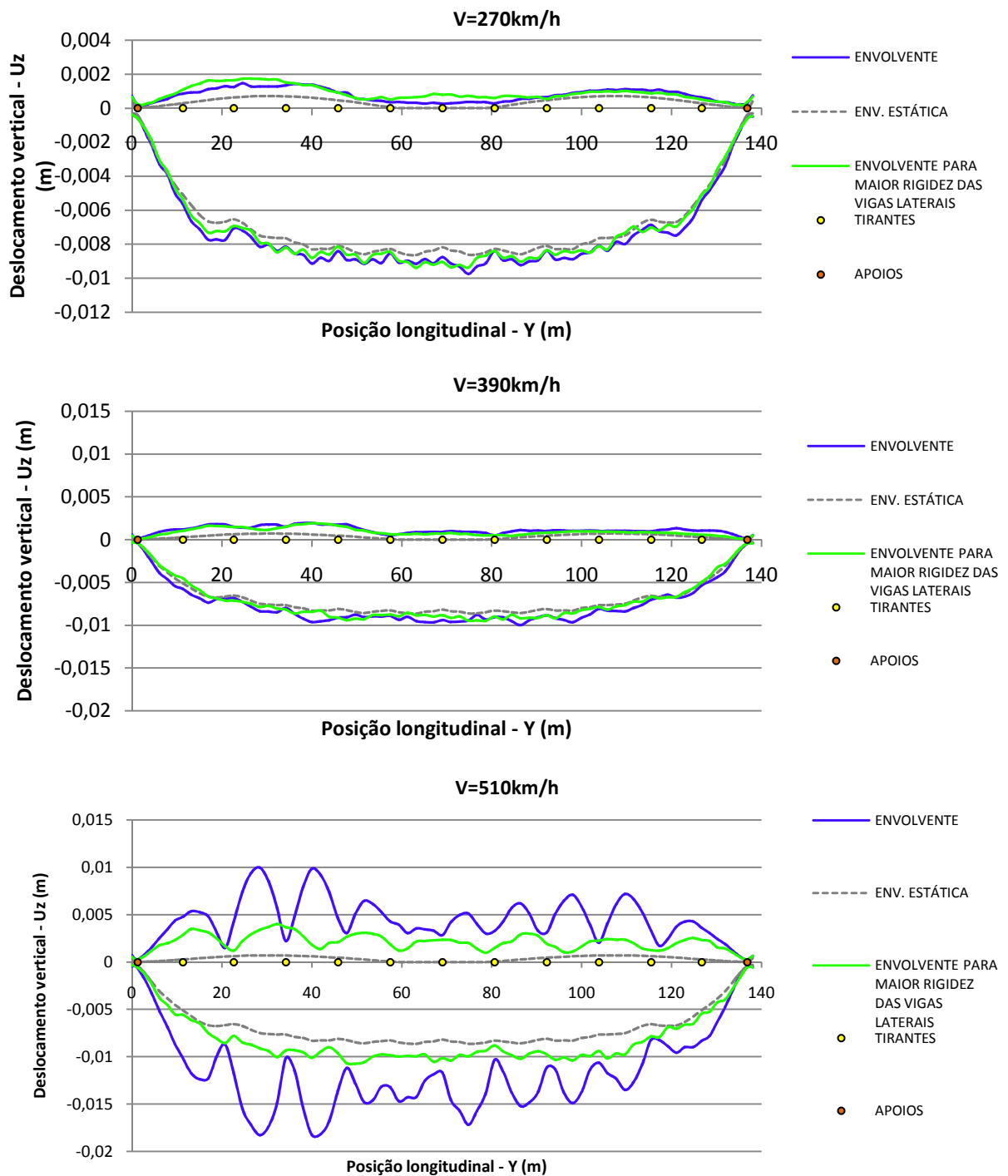
4.8.3. INFLUÊNCIA DO AUMENTO DE RIGIDEZ DAS VIGAS LATERAIS

O aumento da rigidez das vigas laterais foi obtido através do aumento da altura da alma, de 1,065m, para 1,465m, de acordo com o presente no Quadro 4.10.

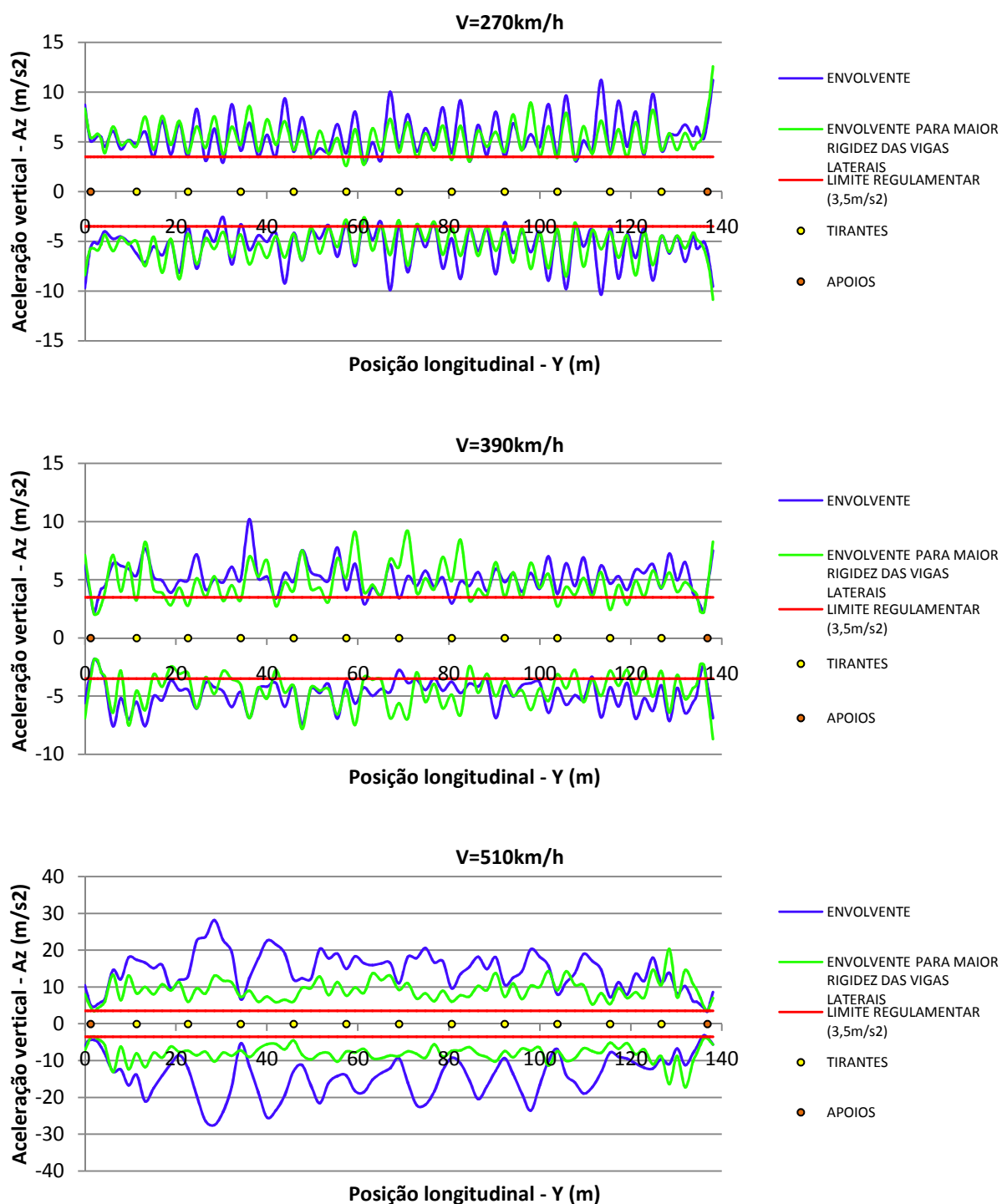
Quadro 4.10 – Aumento da rigidez das vigas laterais

SECÇÃO (mm)		
I_{yy} (m ⁴)	9.33×10^{-3} m ⁴	21.58×10^{-3} m ⁴
Excentricidade (m)	-0,744 m	-1,136 m

Nas Figuras 4.48 e 4.49 apresentam-se alguns dos resultados obtidos. Os restantes resultados podem ser encontrados no ANEXO XII.

Fig. 4.48 – Envelope de deslocamentos para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$

na situação de aumento de rigidez das vigas laterais

Fig. 4.49 – Envelope de acelerações para $V=270\text{km/h}$, $V=390\text{km/h}$ e $V=510\text{km/h}$

na situação de aumento de rigidez das vigas laterais

Da observação dos gráficos, bem como da análise dos resultados obtidos dentro de toda a gama de velocidades considerada, tal como se realizou anteriormente, pode concluir-se que:

- Os deslocamentos, para velocidades inferiores a 430km/h, são pouco afectados pelo aumento de rigidez das vigas laterais. Para as maiores velocidades, que correspondem a ressonâncias dos primeiros modos de flexão intermédios a redução dos deslocamentos aumenta bastante, atingindo os 9,2mm, sendo a redução relativa máxima atingida de 50%.
- As acelerações, até velocidades de circulação de 430km/h, são pouco afectadas pelo aumento da rigidez das vigas laterais, sendo as reduções das mesmas em certas zonas da ponte contrariadas pelo seu aumento noutras zonas, mas sem uma tendência generalizada, tal como para o caso de aumento das carlingas. Apenas para velocidades superiores se consegue uma redução das acelerações e, nesse caso, as reduções chegam a atingir valores absolutos de 18,15m/s² e valores relativos de 75%.

Conclui-se então, que o aumento da rigidez das vigas laterais não se revela muito eficiente no melhoramento da resposta dinâmica da ponte para velocidades correntes, dando apenas um bom contributo para as velocidades de circulação mais elevadas, a partir dos 430km/h.

4.9. CONCLUSÕES

A análise dinâmica da Ponte de Prester, uma ponte tipo “bowstring” com tabuleiro ortotrópico, mostrou-se bastante interessante, permitindo chegar a várias conclusões.

1. Em primeiro lugar, conclui-se que a resposta total de uma ponte com estas características (ponte tipo “bowstring” de elevado vão, com tabuleiro ortotrópico) depende do contributo de muitos modos de vibração vertical, que podem ser agrupados em 3 grandes grupos: modos globais, modos intermédios e modos locais. Os modos globais implicam o movimento global do conjunto tabuleiro-arco, com os deslocamentos verticais em cada secção transversal do tabuleiro a serem aproximadamente iguais aos deslocamentos das vigas laterais nessa secção. Os modos intermédios correspondem a modos de flexão da chapa do tabuleiro entre as vigas laterais, e longitudinalmente, como se de uma laje contínua se tratasse. Os modos locais correspondem a flexões da chapa do tabuleiro entre carlingas.
2. O coeficiente de amortecimento único para todos os modos, dado pelos regulamentos em função do vão da ponte, e que neste caso se reflecte em $\zeta=0,5\%$, leva a resultados demasiado conservativos.
3. As grandes acelerações verificadas nas extremidades da ponte ($>3,5\text{m/s}^2$) desde velocidades muito reduzidas (160km/h) devem-se à grande excitação de modos locais das extremidades, modos esses que devem ver o seu coeficiente de amortecimento modal revisto. Estas acelerações exageradas desaparecem quando se modela a via sobre o tabuleiro e prolongando-se a mesma algumas travessas após as extremidades do tabuleiro.
4. As maiores acelerações nos vãos entre carlingas, quando comparadas com as acelerações nas carlingas adjacentes devem-se à maior participação, nos referidos vãos, dos modos locais e intermédios de frequências mais elevadas ($>20\text{Hz}$).
5. Há um grande aumento da resposta da ponte para velocidades a partir de 450km/h, quer em termos de deslocamentos, quer em termos de acelerações. Este aumento da resposta deve-se ao facto de surgirem para essas velocidades as primeiras ressonâncias, dos modos intermédios de frequência mais baixa. Conclui-se também, desta forma, que os modos globais pouco contribuem para as acelerações, apesar de terem um grande contributo para os deslocamentos.
6. Para velocidades mais reduzidas as acelerações devem-se sobretudo aos modos intermédios e locais.
7. A correcta discretização do tabuleiro ortotrópico é um factor bastante importante, pois pequenas simplificações no posicionamento dos elementos com função estrutural (longarinas,

guarda-balastro/viga, carlingas ou vigas laterais) podem levar à flexibilização exagerada e incorrecta de certas zonas do tabuleiro (nomeadamente pelo aumento dos vãos a vencer pela chapa), com consequente surgimento de modos locais que alteram a resposta obtida nas análises dinâmicas.

8. Os deslocamentos máximos do tabuleiro de duas vias, ocorrem do lado da via carregada.
9. A distribuição transversal das acelerações em cada secção, é tal, que o máximo se encontra na metade de secção transversal onde se encontra a via carregada. As diferenças máximas entre as acelerações máximas em cada secção e as acelerações obtidas no ponto médio entre carris da via carregada rondam os 30%.
10. Os modos de torção são relevantes na distribuição transversal das acelerações, contribuindo também eles de forma efectiva para as acelerações máximas.
11. Ao contrário do que seria de supor, a consideração da distribuição das cargas verticais pelas áreas decorrentes da degradação proporcionada pelo balastro e pelas travessas, pode levar a agravamentos na resposta, em termos de acelerações, da ponte, apesar de os deslocamentos se manterem praticamente inalterados. A distribuição das cargas origina maiores forças modais nos modos de flexão da chapa do tabuleiro e consequentemente leva a maiores respostas modais dos mesmos, justificando-se assim as maiores acelerações verificadas.
12. A consideração de coeficientes de amortecimento modais variáveis em função dos comprimentos de onda dos modos leva a resultados menos conservativos e mais compatíveis com o estatuto de ponte integrante de uma via ferroviária de alta velocidade.
13. A consideração da via, leva a uma redução dos efeitos locais, quer reduzindo drasticamente os fenómenos locais de entrada e saída do tabuleiro quer reduzindo as diferenças entre as acelerações nas carlingas e nos vãos entre carlingas.
14. As acelerações na chapa são sempre superiores às acelerações nos elementos estruturais. Essas diferenças são reduzidas (inferiores a 20%) considerando-se que os vãos transversais da chapa são definidos entre eixos das longarinas, pelo que, tendo em consideração que os vãos reais, definidos entre pontos de soldadura das longarinas em U, são cerca de 60% dos adoptados, se pode considerar desprezável esta diferença.
15. Aumentando a rigidez das longarinas, consegue-se reduzir bastante as acelerações obtidas quer para velocidades correntes, até aos 450km/h, quer para as velocidades mais elevadas consideradas na análise (até aos 510km/h).
16. O aumento da rigidez das carlingas e das vigas laterais apenas leva a reduções das acelerações para as velocidades mais elevadas da gama em estudo, velocidades essas superiores às correntes em vias de alta velocidade.

Resume-se finalmente no Quadro 4.11, a informação relativa às primeiras velocidades de circulação para as quais os limites regulamentares de acelerações do tabuleiro deixam de ser respeitados, em cada uma das análises realizadas.

Quadro 4.11 – Velocidades máximas (km/h) para as quais é respeitado o limite de segurança na via ($a < 3,5 \text{ m/s}^2$)

Consideração da via	Descrição da análise	Vel. Máxima Extremidade (km/h)	Vel. Máxima Vão (km/h)	Vel. Máxima Total (km/h)
Ponte sem via	Coefficiente de amortecimento constante	<160	180	<160
	Coefficiente de amortecimento constante e carga distribuída	<160	180	<160
	Coefficientes de amortecimento modais variáveis	170	250	170
	Coefficiente de amortecimento constante e longarinas mais rígidas	<190	<230	<190
	Coefficiente de amortecimento constante e carlingas mais rígidas	<190	<230	<190
	Coefficiente de amortecimento constante e vigas laterais mais rígidas	<190	<190	<190
Ponte com via	Coefficiente de amortecimento constante	210	250	210
	Coefficientes de amortecimento modais variáveis	330	330	330

Note-se que, apenas a análise com implementação da via e com coeficientes de amortecimento modais mais elevados, revelou resultados compatíveis com o estatuto de ponte de via ferroviária de alta velocidade.

5

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE PRESTER

5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, é feita uma avaliação do comportamento estrutural da ponte, de acordo com o definido nas normas *EN1991 – 2* e *EN1990 – AnnexA2* que referem três parâmetros fundamentais a avaliar:

- Segurança da via
- Segurança estrutural
- Conforto dos passageiros

A segurança da via é definida, em grande parte, pelas acelerações verificadas no tabuleiro, procurando-se garantir que não sejam ultrapassados os limites de $3,5\text{m/s}^2$ em vias balastradas e 5m/s^2 em vias não balastradas. Este parâmetro foi já objecto de estudo aprofundado no capítulo anterior, pelo que não será alvo de mais desenvolvimentos no presente capítulo. No sentido de avaliar a segurança da via é ainda avaliada a deformação vertical máxima do tabuleiro por acção do modelo de cargas LM71.

A segurança estrutural foi avaliada quer pela obtenção dos esforços induzidos pelas vibrações dinâmicas, quer pela comparação dos deslocamentos estáticos devido à passagem de comboios reais com os deslocamentos estáticos devido ao modelo de cargas LM71, ambos amplificados pelos respectivos coeficientes de amplificação dinâmica.

O conforto dos passageiros está directamente relacionado com os níveis de aceleração registados no interior das carruagens, pelo que a sua avaliação mais rigorosa requer análises com interacção ponte-comboio, análises essas que saem fora do âmbito do presente trabalho. Adoptou-se então procedimentos simplificados descritos na *EN1990 – AnnexA2*. Esses procedimentos aplicam-se a pontes contínuas, ou simplesmente apoiadas e com vãos inferiores a 120 m, o que não é o caso da Ponte de Prester, pelo que os resultados assim obtidos são meramente indicativos.

As análises foram realizadas para a situação de ponte sem modelação da via mas com amortecimentos modais variáveis em função dos vãos efectivos dos modos.

5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

5.2.1. AVALIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS ESTÁTICOS MAJORADOS

Para efeitos de dimensionamento estrutural, e como já explanado no Capítulo 2, a EN1991-2 refere que, no caso de pontes complexas e para velocidades de circulação superiores a 200km/h, é necessária uma análise dinâmica, e os valores dos esforços e deslocamentos deverão ser determinados a partir do mais desfavorável dos seguintes cenários:

$$(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi'') \times \left(\frac{HSLM}{ou RT} \right) \quad (5.1)$$

e

$$\Phi \times (LM71) \quad (5.2)$$

Seja então φ'_{dyn} a amplificação dinâmica, calculada na presente análise com base nos deslocamentos verticais U_z para os carregamentos estático e dinâmico, através da expressão (5.3):

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{U_{z,dinâmico}}{U_{z,estático}} \right| - 1 \quad (5.3)$$

em que $U_{z,dinâmico}$ é igual ao valor máximo da resposta dinâmica num ponto e $U_{z,estático}$ é igual ao valor máximo da resposta estática nesse mesmo ponto.

Encontram-se representados na Figura 5.1, para o caso da modelação da ponte sem consideração da via mas com amortecimentos modais variáveis, os deslocamentos estáticos e dinâmicos máximos em cada ponto devido à passagem do comboio Thalys.

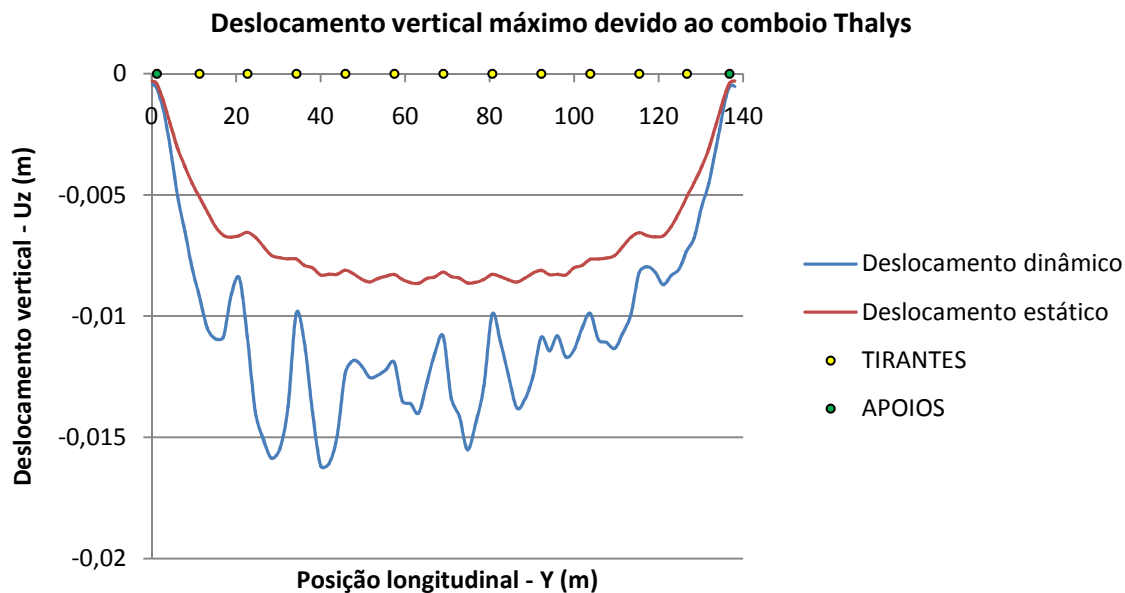


Figura 5.1 – Deslocamentos estáticos e dinâmicos verticais máximos devido à passagem do Thalys

A estes deslocamentos corresponde então a amplificação dinâmica φ'_{dyn} representada na Figura 5.2.

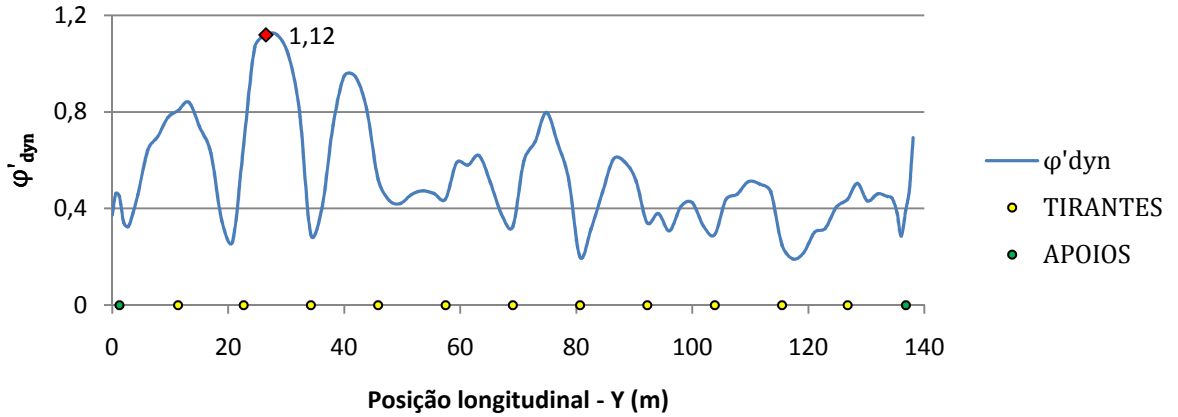


Figura 5.2 – Amplificação dinâmica numa via perfeita em função da posição longitudinal

Por outro lado, φ'' representa o acréscimo dos efeitos dinâmicos devido às irregularidades da via e das rodas dos veículos, sendo o seu valor obtido através da expressão (5.4):

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left(56 \times e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \times \left(\frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1\right) \times e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right) \quad (5.4)$$

com $\alpha = 1$ para $v > 22 \text{ m/s}$, ou seja, para $V > 79,2 \text{ km/h}$, e $n_0 = 2,39 \text{ Hz}$.

A Ponte de Prester apresenta uma coincidência quase perfeita entre as frequências dos primeiro e segundo modos de vibração vertical (modo de viga com $2,39 \text{ Hz}$ e modo hemi-simétrico com $2,43 \text{ Hz}$, respectivamente), pelo que surge uma certa incerteza na definição do vão efectivo L_{Φ} : considerando o comportamento de viga, surge $L_{\Phi} = L = 138,044 \text{ m}$ e, consequentemente, $\varphi'' = 3,19 \times 10^{-21} \approx 0$; considerando que o comportamento é o de arco surge $L_{\Phi} = L/2 = 69,022 \text{ m}$ e, consequentemente, $\varphi'' = 3,57 \times 10^{-6} \approx 0$.

A primeira referência em termos de amplificação dinâmica é então o coeficiente de amplificação dinâmica da resposta estática igual a $(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + 1 \times 0) = 1 + \varphi'_{\text{dyn}}$.

O factor dinâmico (Φ) de amplificação dos efeitos estáticos proporcionados pelo LM71, considerando um nível corrente de manutenção da via é dado pela seguinte expressão:

$$\Phi = \Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi} - 0,2}} + 0,73 \quad (5.5)$$

com $1 \leq \Phi_3 \leq 2$.

Mais uma vez, adoptando $L_{\Phi} = L$ obtém-se $\Phi_3 = 0,917 = 1$, e adoptando $L_{\Phi} = L/2$ obtém-se $\Phi_3 = 0,996 = 1$, pelo que, a questão de qual o valor de L_{Φ} a adoptar, acabou por não se revelar neste caso, determinante. Sendo o primeiro modo de flexão da ponte o modo de viga a carga do LM71 foi aplicada entre apoios, de acordo com o representado na Figura 5.3.

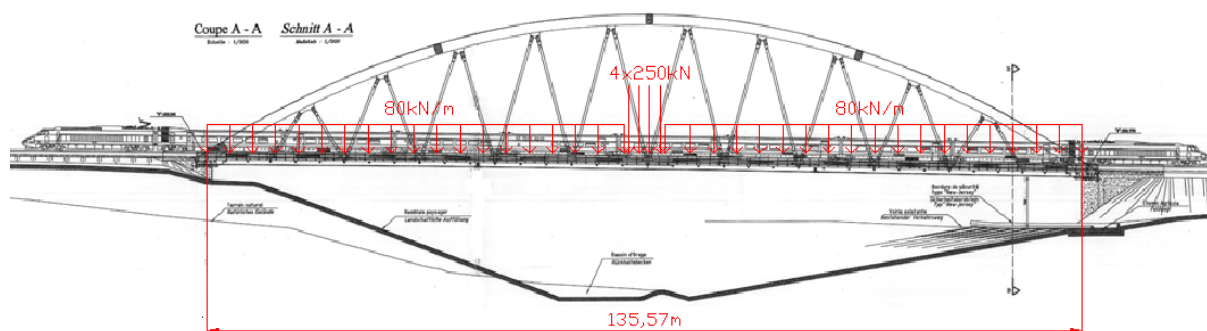


Figura 5.3 – Carregamento da estrutura com o LM71

Considerou-se apenas uma via carregada e o parâmetro α que deve multiplicar pelos valores característicos do modelo LM71 foi considerado unitário.

Apresentam-se na Figura 5.4, as envolturas dos deslocamentos estáticos devidos ao Thalys e ao LM71 amplificados pelos respectivos coeficientes de amplificação dinâmica.

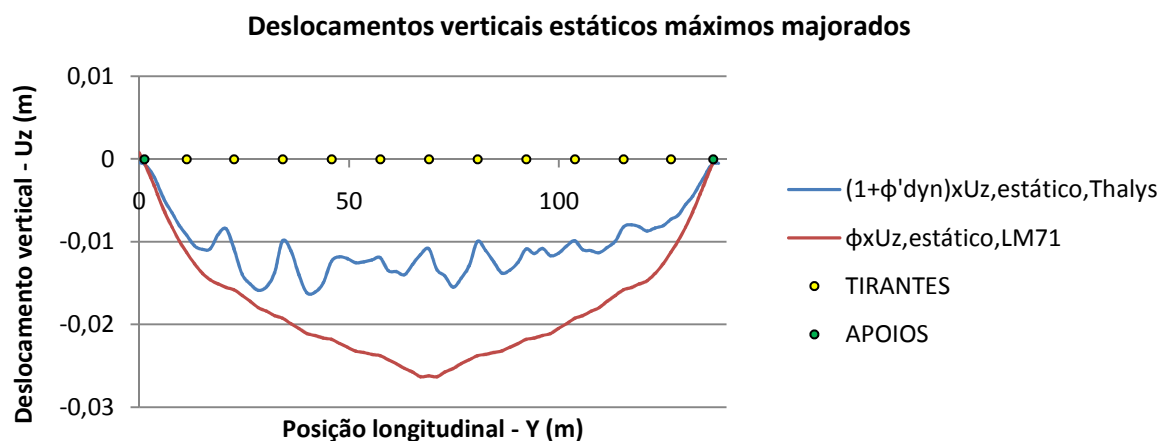


Figura 5.4 – Envoltura dos deslocamentos estáticos majorados

Da análise dos resultados observados pode-se concluir que:

- A resposta estática do LM71 multiplicada pelo respectivo factor de amplificação dinâmica (e que neste caso vale 1) cobre a resposta estática à passagem do Thalys majorada pelo coeficiente de amplificação dinâmica.
- Os deslocamentos máximos obtidos são os seguintes:
 - $\Phi_3 \times \delta_{\text{estático}, \text{LM71}} = 2,63 \text{ cm}$
 - $(1 + \phi'_{dyn} + \phi'') \times \delta_{\text{estático}, \text{Thalys}} = 1,62 \text{ cm}$

5.2.2. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS PENDURAIIS

Os tirantes dispostos ao longo da ponte, de ambos os lados desta, constituem os suportes indirectos do tabuleiro, suspendendo-o do arco. Encontram-se geralmente sujeitos a grandes ciclos de tensão, sendo um dos elementos estruturais mais sujeitos ao fenómeno fadiga. Por estes motivos procedeu-se à

avaliação das tensões máximas e mínimas sofridas por cada um dos 20 tirantes do lado carregado da ponte (ver Figura 6.3), para uma gama de velocidades dos 170km/h aos 510km/h, com intervalos de 20km/h. Foi considerada a situação de ponte sem via e com coeficientes de amortecimento modais variáveis.

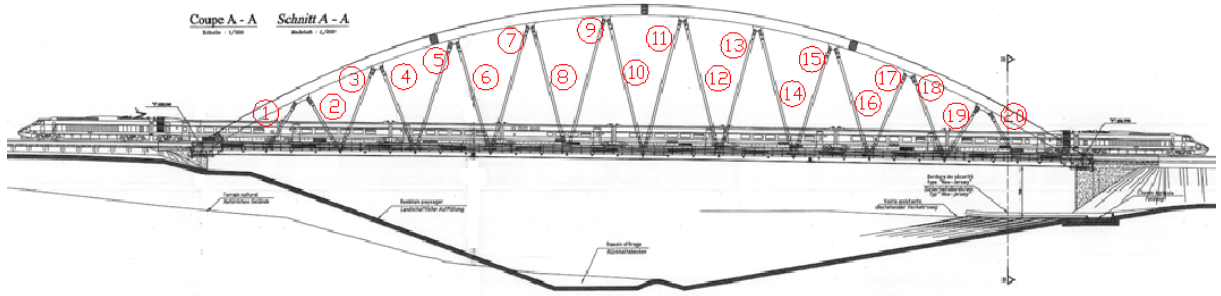


Figura 5.5 – Numeração dos tirantes analisados

A obtenção dos esforços nos elementos estruturais, ao longo do tempo, pode ser solicitada ao programa de cálculo ANSYS antes da realização da análise dinâmica por sobreposição modal. No entanto, esta opção não está activada por defeito, pois leva a um aumento acentuado do tempo de cálculo. Assim, para a obtenção das tensões normais ao longo do tempo nos vários tirantes, procedeu-se da forma descrita em seguida:

1. Para cada tirante i obteve-se as coordenadas dos nós de extremidade, designados $N_{i, inicial}$ e $N_{i, final}$.
2. Ainda para cada tirante i definiu-se o vector director unitário, \vec{v}_i de acordo com a expressão (6.1):

$$\vec{v}_i = \frac{N_{i, final} - N_{i, inicial}}{l_i} \quad (5.6)$$

em que l_i é o comprimento do tirante i .

3. Foram obtidos, em cada nó, os 3 deslocamentos (graus de liberdade de translação) em função do tempo, definindo-se assim os vectores deslocamento para os dois nós de extremidade, em função do tempo:

$$\vec{u}_{i, inicial}(t) = (u_{x, i, inicial}(t), u_{y, i, inicial}(t), u_{z, i, inicial}(t)) \quad (5.7)$$

$$\vec{u}_{i, final}(t) = (u_{x, i, final}(t), u_{y, i, final}(t), u_{z, i, final}(t)) \quad (5.8)$$

4. Em cada instante de tempo pode-se agora definir o vector deslocamento relativo entre a extremidade final e a extremidade inicial do tirante (6.7)

$$\vec{u}_i(t) = \vec{u}_{i, final}(t) - \vec{u}_{i, inicial}(t) \quad (5.9)$$

5. O valor do deslocamento axial relativo, $u_{i, axial}(t)$, correspondente à projecção de $\vec{u}_i(t)$ no eixo do tirante pode então ser obtido pelo seguinte produto escalar:

$$u_{i, axial}(t) = \vec{u}_i(t) \cdot \vec{v}_i \quad (5.10)$$

De acordo com a nomenclatura adoptada, valores positivos do deslocamento axial relativo correspondem a tracções, e valores negativos correspondem a compressões. De referir que, sendo a coordenada X do vector \vec{v}_i , igual a zero para todos os tirantes (os tirantes encontram-se no plano $X = -5,5\text{m}$), se torna irrelevante a magnitude da componente de X do vector $\vec{u}_i(t)$. Assim, pôde-se acelerar o processo, solicitando, na análise dinâmica, apenas os deslocamentos dos nós segundo as direcções Y e Z.

- Finalmente as tensões normais no tirante, ao longo do tempo ficam definidas através da equação (6.9):

$$\sigma_{i,axial}(t) = \varepsilon_{i,axial}(t) \times E = \frac{u_{i,axial}(t)}{l_i} \times E \quad (5.11)$$

em que E corresponde ao módulo de Young do aço, 210GPa. Mais uma vez importa referir que valores positivos correspondem a tracções e valores negativos a compressões.

Apresentam-se na Figura 5.6 os acréscimos de tensões de tracção e de compressão, máximos, para cada tirante, dentro da gama de velocidades analisada, devido exclusivamente à acção dinâmica resultante da passagem do comboio. Na Figura 5.7 apresenta-se a amplitude de tensões máxima verificada para cada tirante.

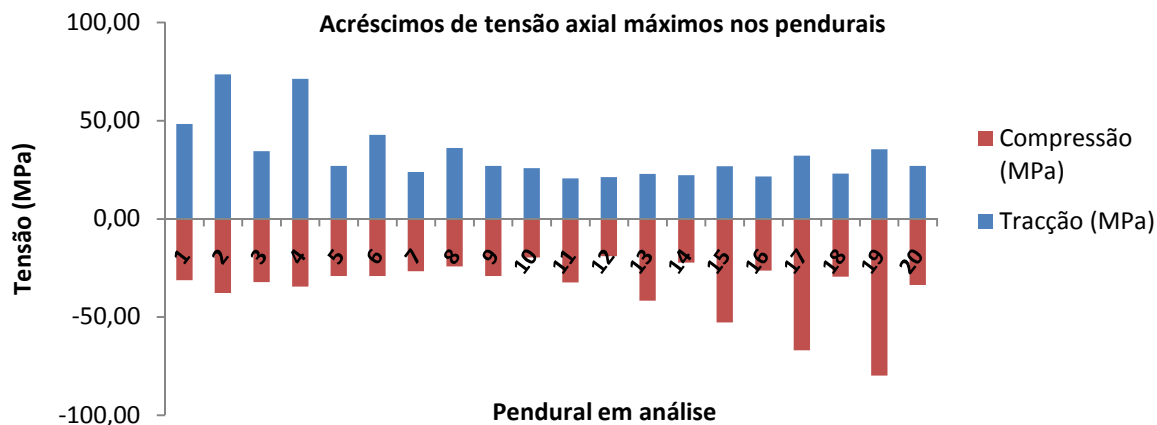


Fig. 5.6 – Acréscimos de tensões de compressão e de tracção máximos em cada pendural

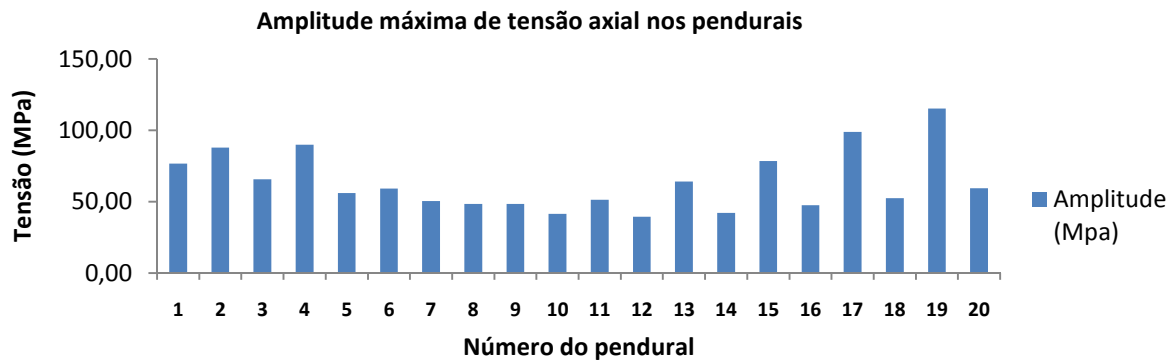


Fig. 5.7 – Amplitudes de tensões axiais máximas em cada tirante

Note-se que os acréscimos de tensão máximos ocorrem no tirante 19. Esse valor máximo surge para uma velocidade de circulação igual a 350km/h, velocidade essa associada a um fenómeno de ressonância. Conclui-se então que:

- As variações de tensões são maiores nas extremidades da ponte do que a meio vão.
- O acréscimo de tracção máximo obtido foi de 73,63MPa no tirante 2 e o acréscimo de compressão máximo foi de 79,75MPa no tirante 19.
- A amplitude máxima de tensões num mesmo tirante foi de 115,27MPa, no tirante 19, valor que pode ser considerado bastante elevado ainda por cima este valor surge para uma velocidade não excessivamente elevada: 350km/h.

5.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA VIA

5.3.1. ACELERAÇÕES VERTICAIS DO TABULEIRO

O estudo dos níveis de acelerações verticais do tabuleiro foi já realizado no Capítulo 4, pelo que, no presente Capítulo apresentam-se apenas, a título de exemplo, as acelerações máximas em função da velocidade de circulação, nalguns pontos do tabuleiro, na situação de ponte modelada com a via e com coeficientes de amortecimento modais variáveis (ver Figura 5.8). Foram escolhidos os pontos a meio e a um quarto de vão bem como um ponto da extremidade, não se pretendendo, no entanto, considerar estes resultados particulares como representativos de todo o comportamento da estrutura, comportamento, esse, bastante complexo, como referido anteriormente.

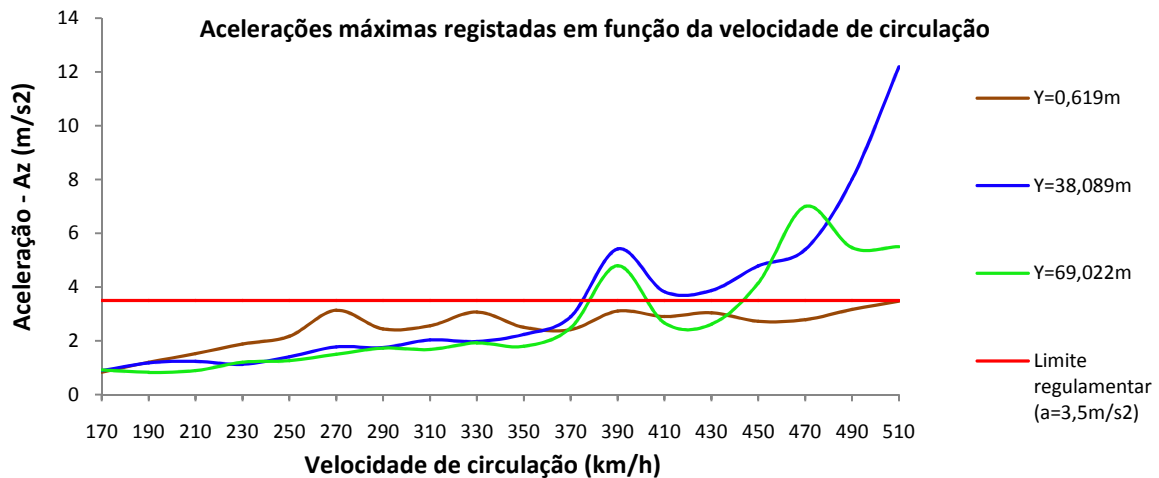


Fig. 5.8 – Acelerações registadas em alguns pontos do tabuleiro em função da velocidade de circulação considerada

5.3.2. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO

A deformação vertical máxima em qualquer ponto da via não deve exceder $L/600$ para a actuação do modelo de cargas LM71. Na presente ponte obteve-se:

$$U_{z,LM71} = 0,027m \leq 138,044/600 = 0,230m \quad (5.12)$$

Constata-se, assim, que o limite de deformabilidade vertical do tabuleiro se encontra assegurado.

5.3.3. LEVANTAMENTO DOS APOIOS

O levantamento dos apoios ocorre quando, em pontes de vão relativamente reduzido, as forças dinâmicas de inércia ascendentes igualam ou mesmo superam o peso próprio do conjunto estrutura-comboio. No entanto, para pontes de grandes vãos e dimensões, como é o caso da Ponte de Prester não há necessidade de avaliar possíveis levantamentos, pois as grandes acelerações registadas a nível mais ou menos local, mobilizam sempre massas incomparavelmente menores do que a massa total da estrutura. Recorde-se que, das análises dinâmicas efectuadas no Capítulo 4, se concluiu que os modos de flexão globais contribuem muito pouco para a resposta em termos de acelerações, sendo as acelerações máximas obtidas, devido ao seu contributo isolado, apenas 2m/s^2 .

5.3.4. DEFORMABILIDADE LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DO TABULEIRO. DEFORMABILIDADE DA VIA POR TORÇÃO

A avaliação da deformabilidade longitudinal e transversal do tabuleiro requer a correcta modelação dos encontros e a consideração das características de deformabilidade da via no plano horizontal. No entanto, essa avaliação sai do âmbito do presente trabalho, pelo que não foi realizada. Também a análise da deformação da via por torção se considerou não fundamental para o estudo realizado.

5.4. CONFORTO DOS PASSAGEIROS

Tal como referido no capítulo 2.4, o nível de conforto dos passageiros está directamente ligado às acelerações verticais a que os mesmos estão sujeitos no interior dos comboios (b'_v). Não tendo sido realizada nenhuma análise com interacção ponte-comboio, adoptou-se, alternativamente, a verificação simplificada apresentada na EN1990 – *Annex A2*, e igualmente descrita no capítulo 2.4.

No entanto, a metodologia é válida apenas para vãos até aos 120m, recomendando a norma que, para vãos superiores se realize uma análise com interacção ponte-comboio. Assim, apresentando esta ponte um único vão de aproximadamente 138m, os resultados obtidos terão de ser encarados como meramente indicativos (caso a ponte apresentasse um comportamento típico de ponte em arco tipo “bowstring” o vão a considerar deveria ser 69m, no entanto, o seu comportamento tipo viga de inércia variável levou a que se adoptasse $L=138\text{m}$).

Apresentam-se no Quadro 5.1 e na Figura 5.9 os valores das deflexões limite definidas de acordo com os critérios referidos no Capítulo 2.4, para as várias velocidades apresentadas no ábaco da Figura 2.6.

Quadro 5.1 – Deflexões admissíveis em função do nível de conforto pretendido

Velocidade (km/h)	L/d	0,7x(L/d)	Muito Bom	Bom	Suficiente	LM71
			($b'_v=1\text{m/s}^2$)	($b'_v=1.3\text{m/s}^2$)	($b'_v=2\text{m/s}^2$)	L/δ
120	595	416.5	416.5	320.385	208.25	5113
160	595	416.5	416.5	320.385	208.25	5113
200	595	416.5	416.5	320.385	208.25	5113
220	595	416.5	416.5	320.385	208.25	5113
250	650	455.0	455.0	350.000	227.50	5113
280	965	675.5	675.5	519.615	337.75	5113
300	1190	833.0	833.0	640.769	416.50	5113
350	1725	1207.5	1207.5	928.846	603.75	5113

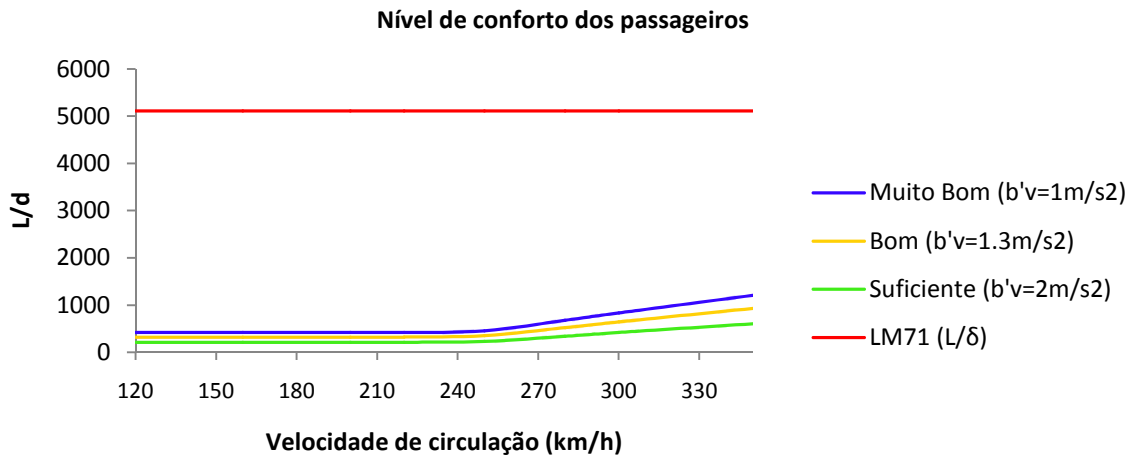


Figura 5.9 – Nível de conforto proporcionado pela ponte

Os resultados obtidos indiciam que o conforto dos passageiros é Muito bom para velocidades até aos 330km/h, prevendo-se ainda, devida à margem de segurança existente para essa velocidade, que o conforto se mantenha Muito bom para velocidades ainda superiores.

5.5. CONCLUSÕES

No presente capítulo foi realizada a avaliação do comportamento dinâmico da Ponte de Prester, à luz das exigências regulamentares relativas à segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros.

Relativamente à segurança estrutural, compararam-se os deslocamentos obtidos na análise estática para a passagem do Thalys, com os deslocamentos obtidos na análise estática face ao carregamento com o modelo de cargas LM71, majorados dos respectivos coeficientes de amplificação dinâmica e avaliaram-se as amplitudes de tensões em todos os pendurais presentes do lado carregado da via.

Verificou-se que, em todos os pontos analisados, os deslocamentos obtidos para o carregamento da ponte com o modelo de cargas LM71, majorado do coeficiente de amplificação dinâmica Φ_3 , são superiores aos deslocamentos estáticos, devido ao Thalys, majorados por $(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi'')$. Os valores máximos dos deslocamentos obtidos nessas duas situações foram 2,63cm e 1,62cm respectivamente.

Quanto ao nível das tensões nos pendurais e à amplitude das mesmas, verifica-se que estas são mais elevadas nas extremidades da ponte, chegando a atingir os 73,63MPa em tracção e 79,75MPa em compressão, tendo a amplitude total máxima obtida sido de 115,27MPa.

Relativamente à segurança da via, avaliou-se o nível de acelerações verticais no tabuleiro, parâmetro que já havia sido objecto de estudo do Capítulo 4, e analisou-se o nível de deformação vertical do mesmo. Foram ainda feitas considerações aos problemas de levantamento dos apoios, de deformação vertical por torção e de deformações transversais e longitudinais do tabuleiro.

Quanto à avaliação dos níveis de aceleração vertical, constatou-se que, na análise mais próxima da realidade, em que se considera a ponte com a via e amortecimentos modais variáveis, os limites

regulamentares de $3,5\text{m/s}^2$ para vias balastradas são ultrapassados para velocidades iguais ou superiores a 370km/h.

O limite de deformação vertical do tabuleiro é amplamente cumprido tendo a deformação máxima verificada sido de 2,63cm contra uma deformação máxima admissível de 23cm.

Considerou-se que, face ao grande peso próprio da estrutura, e ao carácter localizado dos modos que proporcionam as grandes acelerações, as forças de inércia desenvolvidas não são capazes de gerar o levantamento dos apoios.

O estudo dos deslocamentos verticais por torção e das deformações transversais e longitudinais do tabuleiro, foi considerado fora do âmbito do presente trabalho.

Finalmente, o estudo do nível de conforto dos passageiros foi realizado com recurso ao método simplificado referido na *EN1990 – AnnexA2*, tendo-se obtido um nível Muito Bom de conforto em toda a gama de velocidades a que o método se aplica (até aos 350km/h). No entanto, este resultado é meramente indicativo, pois a ponte em estudo não obedece a todos os critérios de aplicabilidade do método, nomeadamente no que se refere ao comprimento do vão, que para a ponte de Prester é de 138m, quando o limite máximo para aplicabilidade do método é 120m.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O principal objectivo do presente estudo consistiu no estudo do comportamento dinâmico da Ponte de Prester, uma estrutura ferroviária situada na Bélgica, perto da fronteira com a Alemanha, na Linha de Alta Velocidade que liga Bruxelas a Colónia. Esta ponte apresenta quatro características que se relacionam directamente com a complexidade da sua resposta dinâmica e que tornam o seu estudo bastante importante e prolífico em conclusões:

- É uma ponte tipo “bowstring”, com arco superior ao tabuleiro, suspendendo-o através de pendurais.
- Apresenta um vão bastante elevado para pontes com esta configuração estrutural ($L=138,044\text{m}$), saindo inclusivamente dos limites abrangidos na norma *EN1990 – AnnexA2* para a obtenção de alguns parâmetros importantes na análise dinâmica, incluindo os relacionados com o conforto dos passageiros.
- Apresenta um tabuleiro ortotrópico, com consequente surgimento de uma grande variedade e quantidade de modos de flexão vertical.
- É uma ponte integralmente em aço, estando por isso a ela associado um coeficiente de amortecimento regulamentar bastante reduzido ($\xi=0,5\%$) e que leva a um grande amplificação dos fenómenos dinâmicos.

A modelação da estrutura foi realizada com recurso ao software ANSYS. Os recursos do programa revelaram-se capazes de responder correctamente às necessidades para modelação da ponte, nomeadamente do seu tabuleiro ortotrópico: para o arco e pendurais foram usados elementos de barra com rigidez axial e de flexão; na modelação do tabuleiro foram usados elementos de casca, com rigidez no próprio plano e rigidez à flexão, e elementos de barra com rigidez axial e de flexão, e capacidade de inclusão do efeito de *offset* do eixo da secção em relação aos nós do modelo de elementos finitos.

A modelação de um tabuleiro ortotrópico de elevadas dimensões, como o da presente estrutura, implica considerar bastantes restrições na definição da malha de elementos finitos, nomeadamente o respeito pelos alinhamentos dos elementos estruturais longitudinais e transversais, o respeito pelos alinhamentos dos elementos dos carris e finalmente a conjugação destas restrições com uma dimensão dos elementos finitos compatível com a reprodução fiel do espaçamento entre travessas (aproximadamente 0,6m). Apesar das restrições serem numerosas, importa respeitá-las integralmente, pois pequenas simplificações podem levar a diferenças significativas nos resultados. Tal foi

comprovado comparando os resultados entre um modelo em que todos os alinhamentos das longarinas foram respeitados e outro modelo em que os alinhamentos de algumas longarinas foram deslocados entre 6 a 22cm. Os resultados em termos de acelerações sofreram alterações significativas, sendo mais gravosas no caso em que foram realizadas alterações nos alinhamentos das longarinas. Além disso, essas simplificações, apesar de levarem a uma diminuição do número de elementos finitos, levam a um aumento substancial do número de modos presentes até à frequência de 30Hz, devido à perda localizada de rigidez em algumas zonas do tabuleiro, o que acabaria por tornar as análises dinâmicas por sobreposição modal mais morosas.

O número de modos de vibração presentes na estrutura é bastante elevado: 251 modos até aos 30Hz no caso da estrutura sem via e 250 no caso da ponte com via incorporada, tendo-se encontrado 3 grupos principais de modos de flexão vertical, definidos com base no carácter global ou localizado dos modos:

- Modos globais que envolvem toda a estrutura, sobretudo o arco e as vigas laterais de grande inércia. Neste grupo incluem-se os 5 primeiros modos de flexão vertical, que surgem antes dos 6 Hz e cuja contribuição para deslocamentos e acelerações poderia eventualmente ser bem captada com recurso a um modelo plano simplificado.
- Modos intermédios, que já não mobilizam grandemente os elementos mais rígidos como as vigas laterais e o arco. Nestes modos a vibração vertical deve-se sobretudo à flexão de grupos de vigas transversais, numa flexão típica de laje contínua, e que implica necessariamente uma análise tri-dimensional.
- Modos locais, correspondentes à flexão da chapa do tabuleiro entre vigas transversais em larguras mais ou menos extensas. Também estes modos requerem uma análise tri-dimensional para que se possam manifestar.

Concluiu-se ainda que um possível aumento da frequência máxima de 30Hz para 60Hz leva a um aumento substancial do número de modos presentes de 251 para 1860, o que corresponde a um agravamento substancial do tempo de cálculo da resposta dinâmica pelo método da sobreposição modal.

Foram realizados estudos paramétricos onde se avaliou a evolução dos primeiros 25 modos (modos globais) em função de variações na flecha e na rigidez axial do arco. As maiores diferenças resultantes da variação da flecha do arco são o aumento da frequência do modo de flexão tipo viga, com todos os restantes modos a verem a sua frequência diminuir. O mesmo acontece para a situação de aumento de rigidez axial do arco. Confirma-se assim com estas duas análises que quanto mais vincado for o comportamento do arco mais o modo de flexão hemi-simétrico se torna o primeiro modo de flexão e mais o modo de flexão de viga vê a sua frequência aumentar.

Construído o modelo numérico e percebido o seu funcionamento global, realizaram-se várias análises dinâmicas para a passagem do comboio articulado Thalys, em circulação neste troço da linha.

Os resultados base considerados foram os da análise da ponte sem consideração da via e com coeficiente de amortecimento constante e igual a 0,5%, numa gama de velocidades dos 160km/h aos 510km/h, em intervalos de 10km/h. Estes resultados, obtidos ao longo da longarina situada entre os carris da via carregada ($X=-1,9m$), em todos os pontos sobre carlingas e a meio vão entre carlingas, revelaram que:

- Os limites regulamentares de acelerações da via não são cumpridos a partir de velocidades de circulação muito baixas: as acelerações nas extremidades excedem os limites desde os 160km/h e as acelerações no vão excedem os limites desde os 190km/h. O pior

comportamento na extremidade justifica-se com a existência de numerosos modos locais que mobilizam essa zona e que são excitados desde velocidades reduzidas.

- Revelaram também que até aos 450km/h as acelerações são maiores nos vãos entre carlingas do que sobre as próprias carlingas. Este facto deve-se ao facto de os modos locais com frequências superiores a 20Hz mobilizarem sobretudo a chapa do tabuleiro e não tanto os elementos estruturais da grelha ortotrópica.
- A partir dos 450km/h os deslocamentos e as acelerações aumentam rapidamente, atenuando-se a diferença das acelerações entre as carlingas e o vão entre carlingas surgindo picos de resposta bem definidos entre os pontos de fixação dos pendurais. Este fenómeno ocorre devido ao surgimento, para essas velocidades, das primeiras ressonâncias de modos de flexão intermédios, mais especificamente dos 7º, 8º e 9º modos de flexão.

Uma análise subsequente, em que se isolaram os modos globais, os modos intermédios e os modos locais, separando-se os seus contributos para as respostas, permitiu confirmar que os modos globais, até aos 6Hz, são responsáveis pela quase totalidade da resposta em termos de deslocamentos, mas têm uma participação muito reduzida nas acelerações obtidas. Por sua vez os modos intermédios têm uma grande participação nas acelerações em toda a gama de velocidades considerada, sendo os principais responsáveis pelos picos de resposta para as velocidades mais elevadas. Para essas velocidades aumenta também muito o contributo dos modos intermédios para os deslocamentos, chegando a sua resposta a igualar a dos modos globais. Os modos locais por sua vez têm um contributo praticamente nulo para os deslocamentos apresentando no entanto um bom contributo para as acelerações em toda a gama de velocidades analisada.

A análise da distribuição da resposta a nível transversal revelou que o erro máximo cometido, quando se avalia a resposta sobre a longarina situada entre carris e não no ponto transversal de resposta máxima, é de 11% no caso dos deslocamentos e até 29% nos casos de acelerações, sendo o erro médio em toda a gama de velocidades, 4% e 9% respectivamente. Essa resposta máxima tende a ocorrer, no entanto, na metade da secção transversal correspondente à via carregada. Verificou-se ainda a importância dos modos de torção para a resposta, quer em termos de deslocamentos quer em termos de acelerações, nas zonas da ponte mais afastadas dos apoios.

Foi em seguida avaliado o efeito da distribuição da carga associada a cada travessa pela área de influência da referida travessa, no tabuleiro. Ao contrário do que seria de esperar, esta distribuição da carga, em vez de levar a uma redução das acelerações levou ao agravamento das mesmas, sendo o agravamento máximo absoluto de $3,63\text{m/s}^2$ e o agravamento máximo relativo de 52%. O fenómeno foi analisado tendo-se concluído que a obtenção de maiores acelerações no caso da distribuição das cargas se deve a uma maior participação de modos, principalmente modos locais, que participavam já na resposta para o caso de cargas concentradas, não sendo por isso consequência da participação de novos modos. A análise das forças modais para todos os modos, com e sem carga distribuída, permitiu concluir que efectivamente as forças modais máximas são sempre superiores ou iguais na situação de carga distribuída quando comparada com a situação de carga concentrada. De referir ainda que as diferenças são maiores para os modos locais de flexão do tabuleiro, e tal como previsto, são praticamente nulas para os modos globais. O facto de a influência da distribuição das cargas se fazer sentir sobretudo nos modos locais justifica o facto das diferenças a nível de deslocamentos serem praticamente imperceptíveis.

Face aos resultados ainda mais gravosos obtidos com a distribuição das cargas, procedeu-se a uma nova análise, desta vez considerando que os coeficientes de amortecimento modais são variáveis de modo para modo, definidos de acordo com a expressão regulamentar do coeficiente de amortecimento, mas em que em vez do comprimento do vão se considera para cada modo de flexão o

maior comprimento de onda correspondente. Assim, para os modos locais, por exemplo, foi considerado um comprimento de onda de 3,867m (vão entre carlingas) a que corresponde um coeficiente de amortecimento de 2,52%. Esta consideração melhorou a resposta da ponte tendo-se atingido reduções absolutas das acelerações de 10m/s^2 , e reduções relativas de 69%. As discrepâncias de acelerações entre os pontos sobre carlingas e nos pontos dos vãos entre carlingas são atenuadas, verificando-se ainda os picos de resposta para velocidades mais elevadas. As acelerações no vão passam a respeitar os limites até à velocidade de 250km/h. No entanto nas extremidades as acelerações continuam a ultrapassar os limites desde velocidades bastante reduzidas (170km/h).

Procurou-se em seguida perceber a influência da consideração da via sobre a resposta obtida. Foi então realizada a análise dinâmica sobre um modelo da ponte com a via incorporada, para a situação de coeficiente de amortecimento igual a 0,5%. Observou-se uma redução generalizada das acelerações, sobretudo nas extremidades, onde a redução chega a atingir os 79%, passando os limites a ser respeitados no vão até aos 250km/h e na extremidade até aos 210km/h.

Realizando no modelo com via incorporada a redefinição dos coeficientes de amortecimentos modais com o mesmo critério já usado anteriormente na situação de ponte sem via, chega-se a resultados mais satisfatórios, com os limites de acelerações a serem respeitados tanto no vão como nas extremidades até à velocidade de 330km/h.

As análises realizadas até aqui dizem respeito apenas a elementos estruturais do tabuleiro. Decidiu-se então avaliar as diferenças entre as acelerações registadas na chapa e as acelerações registadas nos referidos elementos estruturais. Procedeu-se então ao levantamento das acelerações registadas em todos os nós do modelo situados entre duas carlingas sucessivas, para a velocidade de 390km/h e para as situações de modelo sem via com coeficiente de amortecimento constante e igual a 0,5% e de modelo com via e coeficientes de amortecimento modais variáveis. Obtiveram-se acelerações na chapa até 16,3% superiores às acelerações nos elementos estruturais adjacentes. Estes acréscimos deverão ser ainda menores se for realizada uma modelação mais correcta das longarinas, cuja secção, em caixão, está soldada à chapa do tabuleiro não ao nível do eixo de simetria da longarina mas sim em dois alinhamentos situados 15cm para cada um dos lados do referido eixo. Ficou ainda bem vinculada a importância da correcta definição dos vãos a vencer pela chapa, na definição das diferenças relativas entre acelerações na chapa e nos elementos estruturais: procedendo à repetição da análise desta feita a um modelo do tabuleiro em que algumas das longarinas em vez de espaçadas de 0,76m se encontram espaçadas 0,98m (um acréscimo de apenas 22cm no vão a vencer pela chapa) obtêm-se acelerações na chapa 520% superiores às acelerações nos elementos estruturais adjacentes.

Após compreender o comportamento do tabuleiro e de toda a ponte avaliou-se o efeito sobre a resposta dinâmica da ponte de aumentar a rigidez de cada um dos elementos estruturais mais importantes do tabuleiro: longarinas, carlingas e vigas laterais. O aumento da rigidez das longarinas mostrou-se particularmente eficiente na redução das acelerações obtidas, em toda a gama de velocidades analisada e reduzindo significativamente as diferenças entre as acelerações obtidas sobre as carlingas e as obtidas nos vãos entre carlingas. Assim com um simples aumento de 15cm na altura da secção das longarinas atingem-se reduções absolutas de $16,12\text{m/s}^2$ e reduções relativas de 75%, para a situação de coeficiente de amortecimento constante e igual a 0,5%. O aumento de rigidez das carlingas e das vigas laterais só levou a melhorias na resposta para as velocidades de circulação mais elevadas, não sendo eficientes na melhoria da resposta para velocidades mais próximas das em uso, actualmente, na rede europeia de alta velocidade. De referir ainda que o aumento da rigidez do tabuleiro tem também como consequência a redução do número de modos presentes até aos 30Hz: 229 modos no caso de maior rigidez das longarinas, 239 modos no caso do aumento de rigidez das carlingas e 248 modos no caso do aumento de rigidez das vigas laterais. A estas reduções

correspondem aumentos das velocidades de realização das análises dinâmicas visto estas serem realizadas por sobreposição modal.

Após à análise mais aprofundada da resposta dinâmica da ponte procedeu-se à avaliação do comportamento estrutural da mesma, de acordo com os estados limite de segurança estrutural, segurança da via e conforto dos passageiros, definidos na *EN1991 – 2* e na *EN1990 – AnnexA2*.

Em termos de análise de segurança estrutural compararam-se os deslocamentos estáticos decorrentes da passagem do Thalys, majorados pelo coeficiente de amplificação dinâmica $(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + \varphi'')$, com os deslocamentos resultantes da análise estática com o modelo de cargas LM71 majorados pelo respectivo factor de amplificação dinâmica. Em todos os pontos analisados os deslocamentos amplificados associados ao LM71 superaram os deslocamentos amplificados associados ao comboio Thalys, tendo os valores máximos registados sido 2,63 cm e 1,62 cm respectivamente

Foram também avaliadas as tensões máximas de tracção e de compressão em todos os 20 pendurais situados do lado carregado da via, tendo-se obtido tensões de tracção máximas de 73,63MPa e tensões de compressão máximas de 79,75MPa. As maiores tensões de compressão e de tracção, bem como as maiores amplitudes de tensões verificam-se nos tirantes situados nas zonas extremas da ponte. A amplitude máxima de tensões verificou-se no tirante 19 para a velocidade de 350km/h, tendo sido de 115,27MPa.

No que se refere à segurança da via, avaliou-se o nível de acelerações verticais no tabuleiro, parâmetro que já havia sido objecto de estudo no Capítulo 4, e analisou-se o nível de deformação vertical do mesmo. Foram ainda feitas considerações aos problemas de levantamento dos apoios, de deformação vertical por torção e de deformações transversais e longitudinais do tabuleiro.

Quanto à avaliação dos níveis de aceleração vertical, verificou-se, tal como referido anteriormente, que na análise mais próxima da realidade, em que se considera a ponte com a via e amortecimentos modais variáveis, os limites regulamentares de $3,5\text{m/s}^2$ para vias balastradas são respeitados para velocidades iguais ou inferiores a 330km/h.

O limite de deformação vertical do tabuleiro é amplamente cumprido: a deformação máxima verificada para o modelo de carga LM71 foi de 2,63cm contra uma deformação máxima admissível de 23cm.

No que se refere ao problema do levantamento dos apoios considerou-se que, face ao grande peso próprio da estrutura, e ao carácter localizado dos modos que proporcionam as grandes acelerações, as forças de inércia desenvolvidas não são capazes de gerar o levantamento dos apoios.

O estudo dos deslocamentos verticais por torção e das deformações transversais e longitudinais do tabuleiro, foi considerado fora do âmbito do presente trabalho.

Finalmente, o estudo do nível de conforto dos passageiros foi realizado com recurso ao método simplificado referido na *EN1990-prAnnexA2*, tendo-se obtido um nível muito bom de conforto em toda a gama de velocidades a que o método se aplica (até aos 350km/h), e prevendo-se a manutenção desse elevado nível de conforto até aos 510km/h, velocidade limite considerada nas análises dinâmicas. No entanto, este resultado é meramente indicativo, pois a ponte em estudo não obedece a todos os critérios de aplicabilidade do método, nomeadamente no que se refere ao comprimento do vão, que para a ponte de Prester é de 138m, quando o limite máximo para aplicabilidade do método é 120m. Uma correcta avaliação do conforto dos passageiros teria então de ser obtida com recurso a modelos com interacção ponte-comboio.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente estudo foi desenvolvido tendo por base uma estrutura bastante complexa, a Ponte de Prester. Essa complexidade proporcionou um estudo bastante frutuoso, mas, pela limitação de tempo houve algumas análises que não puderam ser realizadas e sem dúvida que vários temas ficaram ainda por explorar. Apresentam-se, em seguida, algumas dessas perspectivas de desenvolvimentos futuros:

1. As análises realizadas indiciam que o nível de acelerações obtido nas análises dinâmicas depende em grande parte dos modos locais do tabuleiro, modos esses de frequências mais elevadas. Assim, perspectivando-se futuras alterações da frequência limite máxima a considerar nas análises, seria importante avaliar que consequências essas alterações trariam em termos de acelerações e deslocamentos de pontes com tabuleiro ortotrópico. Prevê-se um agravamento das acelerações e uma manutenção dos deslocamentos que, como se percebeu no presente estudo, parecem ser pouco afectados pelos modos locais. O aumento de rigor na determinação das acelerações deste tipo de tabuleiros deverá ser confrontado com o maior peso das análises computacionais a realizar, visto o número de modos intervenientes aparentemente aumentar exponencialmente com a frequência máxima considerada.
2. As longarinas da ponte apresentam uma secção transversal em U ou caixão. Estão soldadas à chapa do tabuleiro nas extremidades do U e não no ponto médio da sua secção. Consequentemente, na realidade a chapa tem de vencer vãos transversais, entre longarinas, de 0,46m alternados com vãos de 0,3m entre extremidades da secção de cada longarina. Na presente modelação porém, as longarinas foram modeladas com elementos de barra posicionados ao nível do eixo da secção definindo assim vãos de 0,76m a vencer pela chapa, o que acarreta uma diminuição de rigidez da chapa e do conjunto ortotrópico. Seria importante avaliar quais as consequências de uma modelação mais correcta das longarinas. Sugere-se a modelação de cada longarina com dois elementos de viga, paralelos, com metade do valor das características mecânicas de uma longarina e posicionados nos alinhamentos da soldadura da secção à chapa do tabuleiro. Prevê-se um aumento da frequência dos modos locais (e prevê-se eventualmente a saída de alguns desses modos da gama de frequências dos 0Hz aos 30Hz) bem como uma melhoria da resposta dinâmica obtida. Importa também avaliar que diferenças surgiriam, nessa situação, entre as acelerações nas longarinas e as acelerações na chapa.
3. O aumento do valor dos coeficientes de amortecimento modal, de 0,5% para valores mais altos, com base no critério de comprimento de onda do modo, revelou-se bastante importante, conduzindo a respostas dinâmicas mais adequadas às de uma ponte de via ferroviária de alta velocidade, como é o caso da Ponte de Prester. Seria importante desenvolver mais estudos, nomeadamente estudos laboratoriais e ensaios *in situ* nesta e noutras pontes de tabuleiro ortotrópico, no sentido de determinar quais os coeficientes de amortecimento reais, associados aos modos locais deste tipo de pontes. Seria de uma grande utilidade, a definição de ábacos relacionando os coeficientes de amortecimento dos modos locais de flexão da chapa em tabuleiros ortotrópicos, com:
 - a. as dimensões da grelha ortotrópica;
 - b. a rigidez absoluta e relativa dos elementos estruturais que a compõem;
 - c. o tipo de ligação (aparafusada ou soldada) entre os elementos estruturais da mesma.
4. A correcta avaliação dos níveis de conforto dos passageiros na Ponte de Prester requer uma análise dinâmica com interacção ponte-comboio. Este tipo de análise é ainda mais importante para a ponte em estudo se tivermos em consideração que as metodologias simplificadas prescritas nas normas não se aplicam a pontes complexas como é o caso das pontes tipo “bowstring” nem a pontes com vãos superiores a 120m. Sugere-se assim o desenvolvimento de um estudo que tenha em consideração a interacção ponte-comboio.

5. A Ponte de Prester é inteiramente metálica, apresentando um tabuleiro ortotrópico onde abundam as ligações soldadas e aparafusadas. Sugere-se o desenvolvimento de metodologias que permitam com rigor estudar os ciclos de tensões a que os vários elementos estruturais estão sujeitos no sentido de verificar o estado limite de fadiga.
6. Finalmente sugere-se o desenvolvimento de um algoritmo que, dados o vão da ponte, a rigidez do arco e o posicionamento dos pontos de apoio dos tirantes, encontre a distribuição dos elementos estruturais da grelha ortotrópica que levem à resposta dinâmica mais satisfatória.

BIBLIOGRAFIA

- Albuquerque, C., Andrade, A., Gandarela A. "*Estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em arco para diferentes cenários de tráfego de alta velocidade*", Disciplina de Seminário de Estruturas do 5º ano da Licenciatura em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2007.
- Antunes, R. "*A Europa sobre carris: Fraquezas e Virtudes*", 2003.
- ANSYS – *Dynamics training Course*, 2003.
- Braga, F.; Liberatore, D.; Nistico', N.; Rubeo, M.; Giangrande, C.; Tisalvi, M., "*Bowstring bridges for high-speed railway transportation*", IABCES, Antuérpia, 2003.
- Bogaert, P.V.; Pauw, B. D. "*Tied Arch Bridges with Radial Oriented Hangers, Subjected to Rail Traffic*", IABSE, 2003.
- Calçada, R. "*Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1995.
- Carnerero, A. "*Comportamento dinâmico de tableros de puentes de ferrocarril de alta velocidad formados com elementos transversales a la dirección de la vía*", Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2007.
- EN1991-2, "*Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges*", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2003.
- EN1990-AnnexA2, "*Basis of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)*", European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels, 2005.
- Frýba, L. "*Dynamics of bridges under moving loads (past, present and future)*", Advanced Course: Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, 2005.
- Norris, P. "*Recent Advances in the understanding of bridge dynamic behaviour on the West Coast Main Line Route Modernisation Project*", Advanced Course: Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, 2005.
- Release 10.0 Documentation for ANSYS - User Manual*, 2006.
- Ribeiro, D. "*Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego de Alta Velocidade*", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2004.
- Silva, F. N. "*ALTA VELOCIDADE EM PORTUGAL: Integração Europeia, Desenvolvimento Regional e Mobilidade*", IST, 2005.
- Simões, R., Calçada, R. e Delgado, R. "*Track-Bridge interaction in railway lines: numerical modelling and application*", Workshop: Track-Bridge interaction on High-Speed Railways, FEUP, Porto, 2007.
- XIX Cimeira LUSO-ESPAÑHOLA, "*Memorando de Entendimiento*", Figueira da Foz, Novembro de 2003.
- XXI Cimeira LUSO-ESPAÑHOLA, "*Memorando de Entendimiento*", Évora, Novembro de 2005.
- Zacher, M.; Baeßler, M. "*Dynamic Behaviour of Ballast on Railway Bridges*", Advanced Course: Dynamics of High-Speed Railway Bridges; FEUP; Porto, 2005.
- <http://www.rave.pt>, Dezembro de 2007

<http://www.aEIF.org>, European Association for Railway Interoperability, Dezembro de 2007

ANEXO I

GERAÇÃO DE MATRIZES DE FORÇAS NODAIS

A – CÓDIGO APDL PARA GERAR MATRIZES DE FORÇAS NODAIS

B – CÓDIGO MATLAB PARA GERAR MATRIZES DE FORÇAS MATLAB

C – MACRO DE EXCEL PARA LIGAÇÃO MATLAB-ANSYS

ANEXO I-A – CÓDIGO APDL PARA GERAR MATRIZES DE FORÇAS NODAIS

!SELECÇÃO DO DIRECTORIO DE TRABALHO

```
/CWD,'C:\DIRECTORIO'
```

!ENTRADA NA SECÇÃO DE PRÉ-PROCESSAMENTO E DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS BÁSICOS

```
/PREP7
DELTA_T=0.002      !      2
DELTA_T_MILESIMOS= DELTA_T*1000
ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS=0.6
Y_MINIMO=0
Y_MAXIMO=138.044
COMPRIMENTO_DA_PONTE=Y_MAXIMO- Y_MINIMO

POSICAO_INICIAL_DO_COMBOIO=-2*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS

Y_PRIMEIRA_TRAVESSA=0.3
Y_ULTIMA_TRAVESSA=137.7
NUMERO_DE_TRAVESSAS=(Y_ULTIMA_TRAVESSA-Y_PRIMEIRA_TRAVESSA)/    ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS+1

*DIM,Y_TRAVESSAS,, NUMERO_DE_TRAVESSAS,1

*DO,CICLO_TRAVESSAS,1,NUMERO_DE_TRAVESSAS,1
Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1)=Y_PRIMEIRA_TRAVESSA+(CICLO_TRAVESSAS-1)*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS

*ENDDO
!NOME
```

!INTRODUÇÃO DA INFORMAÇÃO RELATIVA AO COMBOIO (THALYS)

```
*DIM,THALYS,,53,2

THALYS(1,1)= 393.34
THALYS(2,1)= 0
THALYS(3,1)= -3
THALYS(4,1)= -14
THALYS(5,1)= -17
THALYS(6,1)= -20.275
THALYS(7,1)= -23.275
THALYS(8,1)= -38.975
.
.
.
THALYS(45,1)= -335.665
THALYS(46,1)= -351.365
THALYS(47,1)= -354.365
THALYS(48,1)= -370.065
THALYS(49,1)= -373.065
THALYS(50,1)= -376.34
THALYS(51,1)= -379.34
THALYS(52,1)= -390.34
THALYS(53,1)= -393.34

THALYS(1,2)= 52
THALYS(2,2)= -85000
THALYS(3,2)= -85000
THALYS(4,2)= -85000
THALYS(5,2)= -85000
THALYS(6,2)= -81500
THALYS(7,2)= -81500
THALYS(8,2)= -85000
.
.
.
THALYS(46,2)= -85000
THALYS(47,2)= -85000
THALYS(48,2)= -81500
THALYS(49,2)= -81500
THALYS(50,2)= -85000
THALYS(51,2)= -85000
THALYS(52,2)= -85000
THALYS(53,2)= -85000
```


ANEXO I-B – CÓDIGO MATLAB PARA GERAR MATRIZES DE FORÇAS MATLAB

%DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS BÁSICOS

```
DELTA_T=0.002
DELTA_T_MILESIMOS=DELTA_T*1000
ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS=0.6
Y_MINIMO=0
Y_MAXIMO=138.044
COMPRIMENTO_DA_PONTE=Y_MAXIMO-Y_MINIMO

POSICAO_INICIAL_DO_COMBOIO=-2*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS

Y_PRIMEIRA_TRAVESSA=0.3
Y_ULTIMA_TRAVESSA=137.7
NUMERO_DE_TRAVESSAS=round((Y_ULTIMA_TRAVESSA-Y_PRIMEIRA_TRAVESSA)/ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS+1)

for CICLO_TRAVESSAS=1:NUMERO_DE_TRAVESSAS
    Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1)=Y_PRIMEIRA_TRAVESSA +(CICLO_TRAVESSAS-1)*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS
end
```

%INTRODUÇÃO DA INFORMAÇÃO RELATIVA AO COMBOIO (THALYS)

```
THALYS (1      ,1)=    393.34
THALYS (2      ,1)=      0
THALYS (3      ,1)=     -3
THALYS (4      ,1)=    -14
```

▪

▪

▪

```
THALYS (50     ,1)=   -376.34
THALYS (51     ,1)=   -379.34
THALYS (52     ,1)=   -390.34
THALYS (53     ,1)=   -393.34
```

▪

▪

▪

```
THALYS (50     ,2)=   -85000
THALYS (51     ,2)=   -85000
THALYS (52     ,2)=   -85000
THALYS (53     ,2)=   -85000
```

%DEFINIÇÃO DA VELOCIDADE PARA A QUAL SE PRETENDE OBTER A MATRIZ

```
VELOCIDADE_EM_KMH=510
VELOCIDADE=VELOCIDADE_EM_KMH/3.6
```

%GERAÇÃO DA MATRIZ

```
TEMPO_DE_PASSAGEM=(THALYS(1,1)+COMPRIMENTO_DA_PONTE+4*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS)/VELOCIDADE
NUM_DE_STEPS=round(TEMPO_DE_PASSAGEM/DELTA_T)+2
```

```
RESULT_THALYS_510_DELTA2=zeros(NUM_DE_STEPS,NUMERO_DE_TRAVESSAS+1);
```

```
for CICLO_LINHA=1:NUM_DE_STEPS
    TEMPO_DECORRIDO=(CICLO_LINHA-1)*DELTA_T;
    RESULT_THALYS_510_DELTA2(CICLO_LINHA,1)=TEMPO_DECORRIDO;
```



```
for CICLO_TRAVESSAS=1:NUMERO_DE_TRAVESSAS
```

```
for CICLO_EIXOS=1:THALYS(1,2)
```

```
POSICAO=THALYS(CICLO_EIXOS+1,1)+VELOCIDADE*TEMPO_DECORRIDO+POSICAO_INICIAL_DO_COMBOIO;
```

```
if POSICAO>=(Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1)-2*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS) &
POSICAO<=(Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1)+2*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS)
```

```
if POSICAO>=Y_MINIMO & POSICAO<=Y_MAXIMO
```

```
if POSICAO<=Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1)
```

```
CONTRIBUTO=(1/2)*(POSICAO-(Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1)-
2*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS))/(2*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS);
```

```
else
```

```
CONTRIBUTO=(1/2)*(1-(POSICAO-Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1))/(2*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS));
```

```
end
```

```
else
```

```
CONTRIBUTO=0;
```

```
end
```

```
else
```

```
CONTRIBUTO=0;
```

```
end
```

```
RESULT_THALYS_510_DELTA2(CICLO_LINHA,CICLO_TRAVESSAS+1)=CONTRIBUTO*THALYS(CICLO_EIXOS+1,2)+RESULT_THALYS_51
0_DELTA2(CICLO_LINHA,CICLO_TRAVESSAS+1);
```

```
end
```

```
end
```

```
end
```

%CONDENSAÇÃO DA MATRIZ ANOTANDO A POSIÇÃO E O VALOR DOS VALORES DA MATRIZ DIFERENTES DE ZERO. CONDENSAÇÃO EM MAIS DO QUE UMA MATRIZ DEVIDO A PROBLEMAS DE CAPACIDADE DE MEMÓRIA A COPIAR DO MATAB PARA O EXCEL

```
CONTADOR=1;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,1)=VELOCIDADE_EM_KMH;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,2)=VELOCIDADE_EM_KMH;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,3)=VELOCIDADE_EM_KMH;
```

```
CONTADOR=2;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,2)=NUM_DE_STEPS;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,3)=NUMERO_DE_TRAVESSAS+1;
```

```
for iii=1:NUM_DE_STEPS
```

```
for jjj=1:NUMERO_DE_TRAVESSAS+1
```

```
if RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj)~=0
```

```
CONTADOR=CONTADOR+1;
```

```
if CONTADOR<5*10000+1
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,1)=iii;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,2)=jjj;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(CONTADOR,3)=RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj);
```

```
elseif CONTADOR>=5*10000+1 & CONTADOR<10*10000+1
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_2_DELTA2(CONTADOR-5*10000,1)=iii;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_2_DELTA2(CONTADOR-5*10000,2)=jjj;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_2_DELTA2(CONTADOR-5*10000,3)=RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj);
```

```
elseif CONTADOR>=10*10000+1 & CONTADOR<15*10000+1
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_3_DELTA2(CONTADOR-10*10000,1)=iii;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_3_DELTA2(CONTADOR-10*10000,2)=jjj;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_3_DELTA2(CONTADOR-10*10000,3)=RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj);
```

```
elseif CONTADOR>=15*10000+1 & CONTADOR<20*10000+1
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_4_DELTA2(CONTADOR-15*10000,1)=iii;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_4_DELTA2(CONTADOR-15*10000,2)=jjj;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_4_DELTA2(CONTADOR-15*10000,3)=RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj);
```

```
elseif CONTADOR>=20*10000+1 & CONTADOR<25*10000+1
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_5_DELTA2(CONTADOR-20*10000,1)=iii;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_5_DELTA2(CONTADOR-20*10000,2)=jjj;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_5_DELTA2(CONTADOR-20*10000,3)=RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj);
```

```
elseif CONTADOR>=25*10000+1 & CONTADOR<30*10000+1
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_6_DELTA2(CONTADOR-25*10000,1)=iii;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_6_DELTA2(CONTADOR-25*10000,2)=jjj;
```

```
CONDENSADA_510_THALYS_6_DELTA2(CONTADOR-25*10000,3)=RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj);

elseif CONTADOR>=30*10000+1 & CONTADOR<35*10000+1
CONDENSADA_510_THALYS_7_DELTA2(CONTADOR-30*10000,1)=iii;
CONDENSADA_510_THALYS_7_DELTA2(CONTADOR-30*10000,2)=jjj;
CONDENSADA_510_THALYS_7_DELTA2(CONTADOR-30*10000,3)=RESULT_THALYS_510_DELTA2(iii,jjj);

    end
end
end
end

CONDENSADA_510_THALYS_1_DELTA2(2,1)=CONTADOR;
```

C – MACRO DE EXCEL PARA LIGAÇÃO MATLAB-ANSYS

Sub matrizes_de_forcas()

‘CICLO PARA PERCORRER AS VÁRIAS FOLHAS DE CÁLCULO QUE CONTENHAM AS MATRIZES GERADAS NO MATLAB E ENTRETANTO COPIADAS PARA EXCEL

For folha = 1 To 50

If folha = 1 Then
Folha1.Select
Elseif folha = 2 Then
Folha2.Select
Elseif folha = 3 Then
Folha3.Select

▪
▪
▪

Elseif folha = 48 Then
Folha48.Select
Elseif folha = 49 Then
Folha49.Select
Elseif folha = 50 Then
Folha50.Select

Else
End If

‘GERAÇÃO DO TEXTO EM LINGUAGEM INTELIGÍVEL EM APDL

Cells(1, 1).Select
Cells(1, 5) = "AUX_VELOC="

Cells(3, 5) = "*DIM, RESULT_THALYS_%AUX_VELOC%_DELTA2,,"
Cells(3, 7) = ", "

CELLS(4,5)="/NOPR"

Cells(6,5) = " RESULT_THALYS_%AUX_VELOC%_DELTA2("
Cells(6, 7) = ", "
Cells(6, 9) = ")="

Cells(,3).Select
Selection.NumberFormat = "0.000"

Next folha
End Sub

ANEXO II

GERAÇÃO DE INSTANTES DE CARREGAMENTO NO ANSYS

**A – CÓDIGO APDL PARA REALI-
ZAÇÃO DA ANÁLISE MODAL**

**B – CÓDIGO APDL PARA GERAÇÃO
DE INSTANTES DE CARREGAMEN-
TO E OBTENÇÃO DOS RESULTA-
DOS**

**C – EXEMPLO DE UM FICHEIRO
REPRESENTATIVO DE UM INSTAN-
TE DE CARREGAMENTO GERADO**

ANEXO II-A – CÓDIGO APDL PARA REALIZAÇÃO DA ANÁLISE MODAL

!ENTRADA NO MODO DE CÁLCULO

```
/SOLU  
ANTYPE,2  
MSAVE,0
```

!DEFINIÇÃO DO NUMERO DE MODOS A CALCULAR E/OU DA GAMA DE FREQUÊNCIAS A CONSIDERAR

```
MODOPT,LANB,NUM_DE_MODOS_A_CALCULAR  
EQSLV,SPAR  
MXPAND,NUM_DE_MODOS_A_EXPANDIR, , ,0  
LUMPM,0  
PSTRES,0  
  
MODOPT,LANB,NUM_DE_MODOS_A_CALCULAR,FREQ_MINIMA,FREQ_MAXIMA, ,OFF  
/STATUS,SOLU  
SOLVE
```

ANEXO II-B – CÓDIGO APDL PARA GERAÇÃO DE INSTANTES DE CARREGAMENTO E OBTENÇÃO DOS RESULTADOS

%DEFINIÇÃO DO DIRECTÓRIO DE TRABALHO E DO NOME DA ANÁLISE

```
/CONFIG,NPROC,4

/CWD,'C:\DIRECTORIO'
/FILNAME,PONTE
/RESUME, PONTE.db,
/TITLE,Ponte
```

%CARREGAMENTO DAS MATRIZES DE FORÇAS NODAIS PREVIAMENTE GUARDADAS

```
PARRES,CHANGE,'PARAMETROS_THALYS_DELTA2','','
```

%DEFINIÇÃO DA GAMA DE VELOCIDADES A ANALISAR

```
VELOCIDADE_INICIAL = 170
VELOCIDADE_FINAL= 510
INCREMENTO_DE_VEL= 20
NUMERO_DE_VELOCIDADES=( VELOCIDADE_FINAL- VELOCIDADE_INICIAL)/INCREMENTO_DE_VEL+1
```

%DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE APLICAÇÃO DAS CARGAS

```
Y_PRIMEIRA_TRAVESSA=0.3
Y_ULTIMA_TRAVESSA=137.7
ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS=0.6
NUMERO_DE_TRAVESSAS=(Y_ULTIMA_TRAVESSA-Y_PRIMEIRA_TRAVESSA)/ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS+1

*DIM,Y_TRAVESSAS,, NUMERO_DE_TRAVESSAS,1

*DO,CICLO_TRAVESSAS,1,NUMERO_DE_TRAVESSAS,1

Y_TRAVESSAS(CICLO_TRAVESSAS,1)=Y_PRIMEIRA_TRAVESSA +(CICLO_TRAVESSAS-1)*ESPACAMENTO_ENTRE_TRAVESSAS

*ENDDO

*DIM,CARRIL,,NUMERO_DE_TRAVESSAS,4
*DO,CICLO_CARRIS,1,NUMERO_DE_TRAVESSAS,1
CARRIL(CICLO_CARRIS,1)=NODE(-2.714,Y_TRAVESSAS(CICLO_CARRIS,1),-2.714*0.002)
CARRIL(CICLO_CARRIS,2)=NODE(-1.205, Y_TRAVESSAS(CICLO_CARRIS,1),-1.205*0.002)
CARRIL(CICLO_CARRIS,3)=NODE(1.205, Y_TRAVESSAS(CICLO_CARRIS,1),-1.205*0.002)
CARRIL(CICLO_CARRIS,4)=NODE(2.714, Y_TRAVESSAS(CICLO_CARRIS,1),-2.714*0.002)
*ENDDO
```

%DEFINIÇÃO DOS PONTOS ONDE SE OBTERÁ A RESPOSTA

```
*DIM, PONTO_DO_TABULEIRO,,81,1

PONTO_DO_TABULEIRO( 1 , 1 )=NODE( -1.9 , 0 , -0.038 )
PONTO_DO_TABULEIRO( 2 , 1 )=NODE( -1.9 , 0.619 , -0.038 )
PONTO_DO_TABULEIRO( 3 , 1 )=NODE( -1.9 , 1.237 , -0.038 )
PONTO_DO_TABULEIRO( 4 , 1 )=NODE( -1.9 , 2.005 , -0.038 )
.
.
.
PONTO_DO_TABULEIRO( 78 , 1 )=NODE( -1.9 , 136.039 , -0.038 )
PONTO_DO_TABULEIRO( 79 , 1 )=NODE( -1.9 , 136.807 , -0.038 )
PONTO_DO_TABULEIRO( 80 , 1 )=NODE( -1.9 , 137.426 , -0.038 )
PONTO_DO_TABULEIRO( 81 , 1 )=NODE( -1.9 , 138.044 , -0.038 )
```

```
*DO,CICLO_VELOCIDADES,1, NUMERO_DE_VELOCIDADES,1
```

```
VELOCIDADE_INICIAL = 170
VELOCIDADE_FINAL= 510
INCREMENTO_DE_VEL= 20
NUMERO_DE_VELOCIDADES=( VELOCIDADE_FINAL- VELOCIDADE_INICIAL)/INCREMENTO_DE_VEL+1
```

```
VELOCIDADE_EM_KMH= VELOCIDADE_FINAL-(CICLO_VELOCIDADES-1)*INCREMENTO_DE_VEL
```

```
/FILNAME,PONTE
/TITLE,Ponte
/UIS, MSGPOP, 3
```

%NÚMERO DE MODOS A CONSIDERAR NA ANÁLISE

```
NUMERO_DE_MODOS_A_CALCULAR=0
NUMERO_DE_MODOS_A_EXPANDIR=400
FREQUENCIA_MAXIMA=30
```

```
AMORTECIMENTO=0.005
INCREMENTO_DE_TEMPO=0.002
```

%ENTRADA NO MODO DE CÁLCULO

```
/SOLU
ANTYPE,4 !TRANSIENT ANALYSIS
TRNOPT,MSUP,,,0
LUMPM,0
TRNOPT,MSUP,NUMERO_DE_MODOS_A_EXPANDIR,,1,0 !NUMERO DE MODOS DE VIBRACAO CONDICIONANTES
```

%GERAÇÃO DOS VÁRIOS INSTANTES DE CARREGAMENTO

```
TIME,0
AUTOTS,-1
DELTIM,INCREMENTO_DE_TEMPO,,1
KBC,0
TSRES,ERASE
ALPHAD,0,
BETAD,0,
DMPRAT,AMORTECIMENTO,
MDAMP,1,,,,,
```

```
LSWRITE,1,
```

```
OUTRES,NSOL,ALL,
!OUTRES,RSOL,ALL,
!OUTRES,ESOL,ALL,
!OUTRES,V,ALL,
!OUTRES,A,ALL,
```

```
*GET, NUM_DE_LINHAS, PARM, RESULT_THALYS_%VELOCIDADE_EM_KMH%_DELTA2, DIM, 1, ,
```

```
*DO,CICLO_Timestep,1,NUM_DE_LINHAS,1 !TEMPORARIAMENTE
```

```
*DO,CICLO_CARRIS,1,NUMERO_DE_TRAVESSAS,1
```

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,CARRIL(CICLO_CARRIS,1)
F,P51X,FZ,RESULT_THALYS_%VELOCIDADE_EM_KMH%_DELTA2(CICLO_Timestep,CICLO_CARRIS+1)
```

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,CARRIL(CICLO_CARRIS,2)
F,P51X,FZ,RESULT_THALYS_%VELOCIDADE_EM_KMH%_DELTA2(CICLO_Timestep,CICLO_CARRIS+1)
```

```
*ENDDO
```

```
TIME,RESULT_THALYS_%VELOCIDADE_EM_KMH%_DELTA2(CICLO_Timestep,1)
AUTOTS,-1
DELTIM,INCREMENTO_DE_TEMPO,,1
KBC,0
TSRES,ERASE
ALPHAD,0,
BETAD,0,
DMPRAT,AMORTECIMENTO,
MDAMP,1,,,,,
/NOPR
LSWRITE,(CICLO_Timestep+1),
```

```
*ENDDO !FIM DO DO DO Timestep
*DO,CICLO_CARRIS,1,NUMERO_DE_TRAVESSAS,1
```



```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,CARRIL(CICLO_CARRIS,1)
FDELE,P51X,ALL
```

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,CARRIL(CICLO_CARRIS,2)
FDELE,P51X,ALL
```

*ENDDO

```
TIME,RESULT_THALYS_%VELOCIDADE_EM_KMH%_DELTA2(CICLO_TIMESTEP,1)+4
AUTOTS,-1
DELTIM,INCREMENTO_DE_TEMPO*2,,1
KBC,0
TSRES,ERASE
LSWRITE,(CICLO_TIMESTEP+2),
```

%RESOLUÇÃO DA ESTRUTURA PARA O CONJUNTO DE TODOS OS INSTANTES DE CARREGAMENTO CONSIDERADOS

```
LSSOLVE,1,(CICLO_TIMESTEP+2),1,
FINISH
```

%ENTRADA NO MODO DE PÓS PROCESSAMENTO

```
/POST26
FILE,'PONTE','rdsp',''
/UI,COLL,1
NUMVAR,200
NSOL,191,12353,UX
STORE,MERGE
```

VV=VELOCIDADE_EM_KMH

% CÁLCULO DA RESPOSTA DESLOCAMENTOS NOS PONTOS A ANALISAR

```
*DO,CICLO_DEZENAS,1,8,1
*DO,CICLO_UNIDADES,1,10,1
PONTO_EM_ANALISE= CICLO_UNIDADES+(CICLO_DEZENAS-1)*10
NSOL,1+CICLO_UNIDADES,PONTO_DO_TABULEIRO(PONTO_EM_ANALISE,1),U,Z,THALYS%VV%P%PONTO_EM_ANALISE%UZ
STORE,MERGE
*ENDDO
```

*DO,CICLO_UNIDADES,1,10,1

% CÁLCULO DA RESPOSTA VELOCIDADES NOS PONTOS A ANALISAR

```
PONTO_EM_ANALISE= CICLO_UNIDADES+(CICLO_DEZENAS-1)*10
VARIABEL_VELOCIDADE=11+CICLO_UNIDADES
VARIABEL_DESLOCAMENTO=1+CICLO_UNIDADES

FILLDATA,192,,,0,0
FILLDATA,193,,,1,0
FILLDATA,194,,,1,0
FILLDATA,195,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,VARIABEL_VELOCIDADE,VARIABEL_DESLOCAMENTO,1,, THALYS%VV%P%PONTO_EM_ANALISE%VZ
STORE,MERGE
*ENDDO
```

*DO,CICLO_UNIDADES,1,10,1

% CÁLCULO DA RESPOSTA ACELERAÇÕES NOS PONTOS A ANALISAR

```
PONTO_EM_ANALISE= CICLO_UNIDADES+(CICLO_DEZENAS-1)*10
VARIABEL_ACELERACAO=21+CICLO_UNIDADES
VARIABEL_VELOCIDADE=11+CICLO_UNIDADES

FILLDATA,192,,,0,0
FILLDATA,193,,,1,0
FILLDATA,194,,,1,0
FILLDATA,195,,,1,1
VARNAME,195,NSET
DERIV,VARIABEL_ACELERACAO,VARIABEL_VELOCIDADE,1,, THALYS%VV%P%PONTO_EM_ANALISE%AZ
STORE,MERGE
*ENDDO
```

% OUTPUT DA RESPOSTA DESLOCAMENTOS NOS PONTOS A ANALISAR

!GERAÇÃO DOS FICHEIROS DE OUTPUT UZ

```
*DEL,_P26_EXPORT
*DIM,_P26_EXPORT, TABLE, NUM_DE_LINHAS+2000, 11
VGET,_P26_EXPORT(1,0), 1
VGET,_P26_EXPORT(1,1), 2
VGET,_P26_EXPORT(1,2), 3
VGET,_P26_EXPORT(1,3), 4
VGET,_P26_EXPORT(1,4), 5
VGET,_P26_EXPORT(1,5), 6
VGET,_P26_EXPORT(1,6), 7
VGET,_P26_EXPORT(1,7), 8
VGET,_P26_EXPORT(1,8), 9
VGET,_P26_EXPORT(1,9), 10
VGET,_P26_EXPORT(1,10), 11
```

/OUTPUT, '_THALYS%VV%F%CICLO_DEZENAS%DESLOCS', 'prn', ''

```
*VWRITE, TIME, 'UZ_P1VEL%VV%', 'UZ_P2VEL%VV%', 'UZ_P3VEL%VV%', 'UZ_P4VEL%VV%', 'UZ_P5VEL%VV%', 'UZ_P6VEL%VV%', 'UZ_P7V
EL%VV%', 'UZ_P8VEL%VV%', 'UZ_P9VEL%VV%', 'UZ_P10VEL%VV%'
%14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C
*VWRITE, _P26_EXPORT(1,0), _P26_EXPORT(1,1), _P26_EXPORT(1,2), _P26_EXPORT(1,3), _P26_EXPORT(1,4), _P26_EXPORT(1,5), _P26_E
XPORT(1,6), _P26_EXPORT(1,7), _P26_EXPORT(1,8), _P26_EXPORT(1,9), _P26_EXPORT(1,10)
%14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G
/OUTPUT, TERM
*END
```

! End of time history save

% OUTPUT DA RESPOSTA VELOCIDADES NOS PONTOS A ANALISAR

!GERAÇÃO DOS FICHEIROS DE OUTPUT VZ

```
*DEL,_P26_EXPORT
*DIM,_P26_EXPORT, TABLE, NUM_DE_LINHAS+2000, 11
VGET,_P26_EXPORT(1,0), 1
VGET,_P26_EXPORT(1,1), 12
VGET,_P26_EXPORT(1,2), 13
VGET,_P26_EXPORT(1,3), 14
VGET,_P26_EXPORT(1,4), 15
VGET,_P26_EXPORT(1,5), 16
VGET,_P26_EXPORT(1,6), 17
VGET,_P26_EXPORT(1,7), 18
VGET,_P26_EXPORT(1,8), 19
VGET,_P26_EXPORT(1,9), 20
VGET,_P26_EXPORT(1,10), 21
```

/OUTPUT, '_THALYS%VV%F%CICLO_DEZENAS%VELOCS', 'prn', ''

```
*VWRITE, TIME, 'VZ_P1VEL%VV%', 'VZ_P2VEL%VV%', 'VZ_P3VEL%VV%', 'VZ_P4VEL%VV%', 'VZ_P5VEL%VV%', 'VZ_P6VEL%VV%', 'VZ_P7VE
L%VV%', 'VZ_P8VEL%VV%', 'VZ_P9VEL%VV%', 'VZ_P10VEL%VV%'
%14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C
*VWRITE, _P26_EXPORT(1,0), _P26_EXPORT(1,1), _P26_EXPORT(1,2), _P26_EXPORT(1,3), _P26_EXPORT(1,4), _P26_EXPORT(1,5), _P26_E
XPORT(1,6), _P26_EXPORT(1,7), _P26_EXPORT(1,8), _P26_EXPORT(1,9), _P26_EXPORT(1,10)
%14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G
/OUTPUT, TERM
*END
```

! End of time history save

% OUTPUT DA RESPOSTA ACELERAÇÕES NOS PONTOS A ANALISAR

!GERAÇÃO DOS FICHEIROS DE OUTPUT AZ

```
*DEL,_P26_EXPORT
*DIM,_P26_EXPORT, TABLE, NUM_DE_LINHAS+2000, 11
VGET,_P26_EXPORT(1,0), 1
VGET,_P26_EXPORT(1,1), 22
VGET,_P26_EXPORT(1,2), 23
VGET,_P26_EXPORT(1,3), 24
VGET,_P26_EXPORT(1,4), 25
VGET,_P26_EXPORT(1,5), 26
VGET,_P26_EXPORT(1,6), 27
VGET,_P26_EXPORT(1,7), 28
VGET,_P26_EXPORT(1,8), 29
VGET,_P26_EXPORT(1,9), 30
VGET,_P26_EXPORT(1,10), 31
```

/OUTPUT, '_THALYS%VV%F%CICLO_DEZENAS%ACELERS', 'prn', ''

```
*VWRITE,'TIME','AZ_P1VEL%VV%','AZ_P2VEL%VV%','AZ_P3VEL%VV%','AZ_P4VEL%VV%','AZ_P5VEL%VV%','AZ_P6VEL%VV%','AZ_P7VE
L%VV%','AZ_P8VEL%VV%','AZ_P9VEL%VV%','AZ_P10VEL%VV%'
%14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C %14C
*VWRITE,_P26_EXPORT(1,0),_P26_EXPORT(1,1),_P26_EXPORT(1,2),_P26_EXPORT(1,3),_P26_EXPORT(1,4),_P26_EXPORT(1,5),_P26_E
XPORT(1,6),_P26_EXPORT(1,7),_P26_EXPORT(1,8),_P26_EXPORT(1,9),_P26_EXPORT(1,10)
%14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G %14.5G
/OUTPUT,TERM
*END

! End of time history save

*DO,CICLO_APAGAR,2,31,1
VARDEL,CICLO_APAGAR
*ENDDO

*ENDDO

*ENDDO
FINISH
/DELETE,PONTE,rdsp

*ENDDO
```

ANEXO II-C – EXEMPLO DE UM FICHEIRO REPRESENTATIVO DE UM INSTANTE DE CARREGAMENTO GERADO

!INFORMAÇÃO DO PROGRAMA

/COM,ANSYS RELEASE 10.0 UP20050718 08:01:40 02/28/2008

!TÍTULO DA ANÁLISE E NÚMERO DO INSTANTE DE CARREGAMENTO

/NOPR
/TITLE,Ponte
_LSNUM=1521

!IDENTIFICAÇÃO DO TIPO DE ANÁLISE E NÚMERO DE MODOS INTERVENIENTES

ANTYPE, 4
TRNOPT,MSUP, 400,, 1
BFUNIF,TEMP,_TINY

!DURAÇÃO DO INSTANTE DE CARREGAMENTO E TEMPO FINAL CORRESPONDENTE

DELTIM, 2.000000000E-03
KBC, 0
TIME, 3.03800000
TREF, 0.00000000

!DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE AMORTECIMENTO, NOMEADAMENTE COM A EXPECIFICAÇÃO DOS COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO MODAIS

ALPHAD, 0.00000000
BETAD, 0.00000000
DMPRAT, 5.000000000E-03
LVSCAL, 0.00000000

MDAMP, 1, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03
MDAMP, 5, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03
MDAMP, 9, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03
MDAMP, 13, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03
MDAMP, 17, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03, 5.000000000E-03

·
·
·

MDAMP, 301, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02
MDAMP, 305, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02
MDAMP, 309, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02
MDAMP, 313, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02
MDAMP, 317, 2.517000000E-02, 2.517000000E-02,
NCNV, 1, 0.00000000 , 0, 0.00000000 , 0.00000000
ERESX,DEFA
OUTRES,NSOL, ALL,

!DEFINIÇÃO DAS FORÇAS DE INÉRCIA ACTUANTES

ACEL, 0.00000000 , 0.00000000 , 0.00000000
OMEGA, 0.00000000 , 0.00000000 , 0.00000000 , 0
DOMEGA, 0.00000000 , 0.00000000 , 0.00000000
CGLOC, 0.00000000 , 0.00000000 , 0.00000000
CGOMEGA, 0.00000000 , 0.00000000 , 0.00000000
DCGOMG, 0.00000000 , 0.00000000 , 0.00000000

!DEFINIÇÃO DAS RESTRIÇÕES A DESLOCAMENTOS (CONDIÇÕES DE APOIO)

D, 19496,UX , 0.00000000 , 0.00000000
D, 19496,UY , 0.00000000 , 0.00000000
D, 19496,UZ , 0.00000000 , 0.00000000
D, 21328,UX , 0.00000000 , 0.00000000
D, 21328,UY , 0.00000000 , 0.00000000
D, 21328,UZ , 0.00000000 , 0.00000000
D, 21396,UX , 0.00000000 , 0.00000000
D, 21396,UY , 0.00000000 , 0.00000000
D, 21396,UZ , 0.00000000 , 0.00000000

D, 23228,UX , 0.00000000 , 0.00000000
D, 23228,UY , 0.00000000 , 0.00000000
D, 23228,UZ , 0.00000000 , 0.00000000

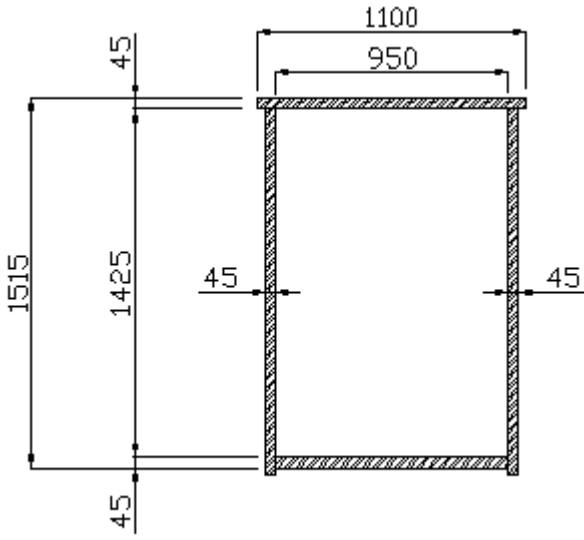
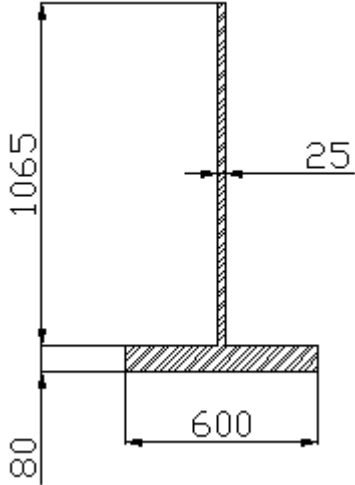
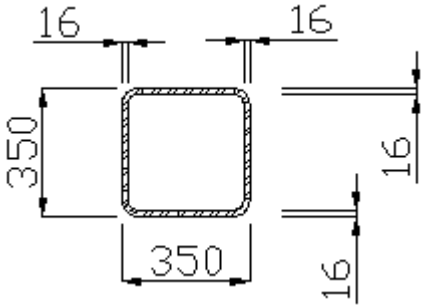
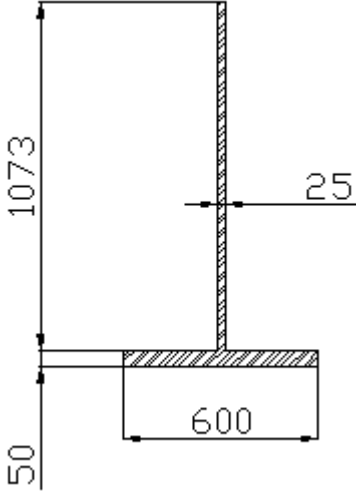
DEFINIÇÃO DAS FORÇAS ACTUANTES

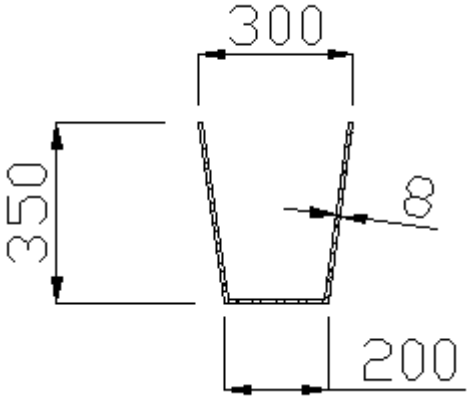
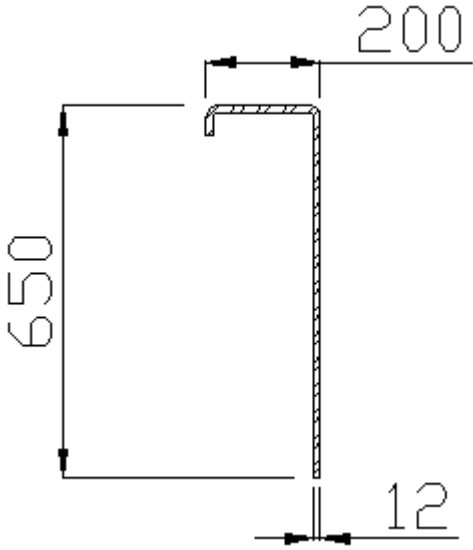
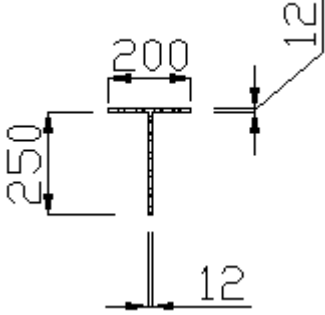
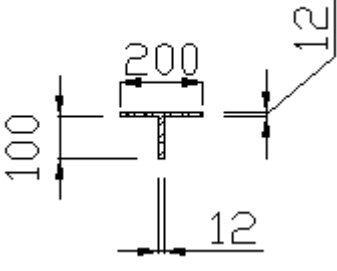
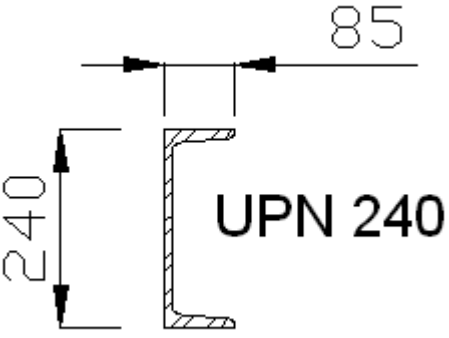
F, 2376,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2382,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2397,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2402,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2404,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2415,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2419,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2421,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2436,FZ , -17216.0000 , 0.00000000
F, 2438,FZ , -38466.0000 , 0.00000000
F, 2440,FZ , -25284.0000 , 0.00000000
F, 2442,FZ , -4033.60000 , 0.00000000
F, 2445,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2472,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 2474,FZ , -17216.0000 , 0.00000000
F, 2476,FZ , -38466.0000 , 0.00000000
F, 2478,FZ , -25284.0000 , 0.00000000
F, 2480,FZ , -4033.60000 , 0.00000000
F, 2482,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
.
.
.
F, 6858,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 6883,FZ , -36883.0000 , 0.00000000
F, 6887,FZ , -24242.0000 , 0.00000000
F, 6889,FZ , -3867.50000 , 0.00000000
F, 6892,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 6894,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 6896,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 6925,FZ , -16508.0000 , 0.00000000
F, 6927,FZ , -36883.0000 , 0.00000000
F, 6929,FZ , -24242.0000 , 0.00000000
F, 6931,FZ , -3867.50000 , 0.00000000
F, 6933,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 6935,FZ , -16508.0000 , 0.00000000
F, 6964,FZ , -5706.00000 , 0.00000000
F, 6967,FZ , -26956.0000 , 0.00000000
F, 6969,FZ , -36794.0000 , 0.00000000
F, 6971,FZ , -15544.0000 , 0.00000000
F, 6973,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 6975,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 7003,FZ , 0.00000000 , 0.00000000
F, 7005,FZ , -5706.00000 , 0.00000000
F, 7007,FZ , -26956.0000 , 0.00000000
F, 7009,FZ , -36794.0000 , 0.00000000
F, 7011,FZ , -15544.0000 , 0.00000000
F, 7013,FZ , 0.00000000 , 0.00000000

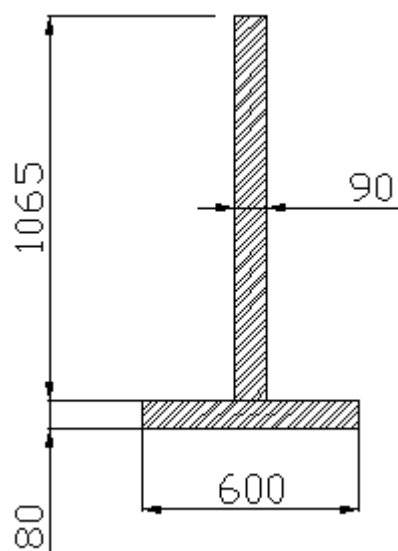
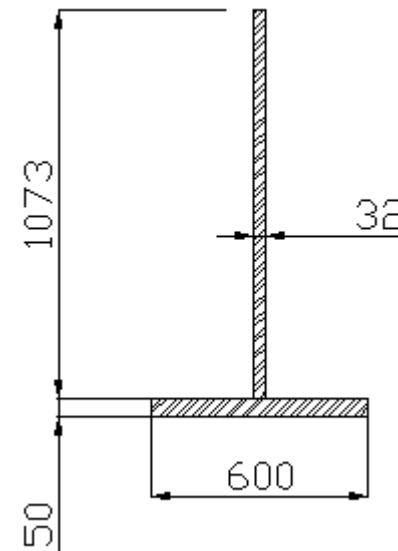
/GOPR

ANEXO III

SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

SECÇÃO (dimensões em milímetros)	SECÇÃO (dimensões em milímetros)
<p data-bbox="272 369 679 398">SECÇÃO TRANSVERSAL DO ARCO</p> 	<p data-bbox="831 376 1378 405">SECÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS LATERAIS</p> 
<p data-bbox="240 1131 715 1160">SECÇÃO TRANSVERSAL DOS TIRANTES</p> 	<p data-bbox="858 1021 1348 1050">SECÇÃO TRANSVERSAL DAS CARLINGAS</p> 

SECÇÃO (dimensões em milímetros)	SECÇÃO (dimensões em milímetros)
<p>SECÇÃO TRANSVERSAL DAS LONGARINAS</p> 	<p>SECÇÃO TRANSVERSAL DOS GUARDA-BALASTRO</p> 
<p>MAIOR SECÇÃO TRANSVERSAL DAS CONSOLAS DOS PASSADIÇOS</p> 	<p>MENOR SECÇÃO TRANSVERSAL DAS CONSOLAS DOS PASSADIÇOS</p> 
	<p>SECÇÃO TRANSVERSAL DO PERFIL UPN 240</p> 

SECÇÃO (dimensões em milímetros)	SECÇÃO (dimensões em milímetros)
<p>SECÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS LATERAIS REFORÇADAS NA EXTREMIDADE</p> 	<p>SECÇÃO TRANSVERSAL DAS CARLINGAS REFORÇADAS NA EXTREMIDADE</p> 

ANEXO IV

GERAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DA PONTE

**A – CÓDIGO APDL PARA GERAR
PONTE DE PRESTER SEM VIA**

**B – CÓDIGO APDL PARA GERAR
PONTE DE PRESTER COM VIA**

ANEXO IV-A – CÓDIGO APDL PARA GERAR PONTE SEM VIA

!SELECÇÃO DO DIRECTORIO DE TRABALHO

```
!/CONFIG,NPROC,4  
  
/CWD,'C:\DIRECTORIO'  
  
/FILENAME,PONTE  
/TITLE,Ponte  
/PREP7 !inicia o pré processamento  
/VIEW,1,1,1,1  
/ANG,1  
/UP,1,Z  
/REP,FAST  
/REPLOT
```

!DEFINIÇÃO DAS RESTRIÇÕES RELATIVAS À MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

!TAMANHO MÉDIO DOS ELEMENTOS DA MALHA

```
TAMANHODAMESH=0.3
```

!ALINHAMENTOS LONGITUDINAIS A RESPEITAR

```
*DIM,EM_X_E_Z,,21,2  
/NOPR  
EM_X_E_Z(1,1)=-5.500  
EM_X_E_Z(2,1)=-4.400!  
EM_X_E_Z(3,1)=-4.180!  
.  
.  
.  
EM_X_E_Z(19,1)=4.180!  
EM_X_E_Z(20,1)=4.400!  
EM_X_E_Z(21,1)=5.500!  
  
EM_X_E_Z(1,2)=-0.110  
EM_X_E_Z(2,2)=-0.088  
EM_X_E_Z(3,2)=-0.084  
.  
.  
.  
EM_X_E_Z(19,2)=-0.084  
EM_X_E_Z(20,2)=-0.088  
EM_X_E_Z(21,2)=-0.110
```

!ALINHAMENTOS TRANSVERSAIS A RESPEITAR

```
*DIM,EM_Y,,43,1  
/NOPR  
EM_Y(1,1)=0.000  
EM_Y(2,1)=0.922  
EM_Y(3,1)=1.237  
.  
.  
.  
EM_Y(41,1)=136.807  
EM_Y(42,1)=137.122  
EM_Y(43,1)=138.044  
  
*DO,TRANSVERSAL,1,21,1  
*DO,LONGITUDINAL,1,43,1  
  
K,(TRANSVERSAL-1)*100+LONGITUDINAL,EM_X_E_Z(TRANSVERSAL,1),EM_Y(LONGITUDINAL,1),EM_X_E_Z(TRANSVERSAL,2)  
  
*ENDDO  
*ENDDO  
  
*DO,TRANSVERSAL,1,20,1  
*DO,LONGITUDINAL,1,42,1
```

```
FLST,2,4,3
FITEM,2,(TRANSVERSAL-1)*100+LONGITUDINAL
FITEM,2,(TRANSVERSAL-1)*100+LONGITUDINAL+1
FITEM,2,TRANSVERSAL*100+LONGITUDINAL+1
FITEM,2,TRANSVERSAL*100+LONGITUDINAL
A,P51X
```

```
*ENDDO
*ENDDO
```

!DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

```
!Material 1 - Aço
/NOPR
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,210e9
MPDATA,PRXY,1,,0.3
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,7850
```

```
!Material 2 - Betão das travessas
```

```
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,30e9
MPDATA,PRXY,2,,0.3
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,2500
```

!DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE CASCA

```
!Shell para tabuleiro
```

```
ET,1,SHELL63
KEYOPT,1,1,0
KEYOPT,1,2,1
KEYOPT,1,3,2
KEYOPT,1,5,0
KEYOPT,1,6,2
KEYOPT,1,7,0
KEYOPT,1,8,0
KEYOPT,1,9,0
KEYOPT,1,11,2
```

```
R,1,0.018,0.018,0.018,0.018,0,0,
RMORE,1,0.009,0.009,
RMORE
RMORE,0,
```

```
R,2,0.018,0.018,0.018,0.018,0,0,
RMORE,1,0.009,0.009,
RMORE
RMORE,1306.36,
```

!DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE VIGA

```
ET,2,BEAM44
```

```
KEYOPT,2,2,0
KEYOPT,2,6,1
KEYOPT,2,9,9
KEYOPT,2,10,0
```

```
KEYOPT,2,7,0
KEYOPT,2,8,0
/NOPR
```

!CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE CASA ELEMENTO DE VIGA

```
*SET,_RC_SET,3,
R,_RC_SET,7.9950E-02,1.4425E-03,9.3329E-03,2.6900E-01,3.0000E-01,8.00368E-05,
RMODIF,_RC_SET,13,0,0,-0.744,!OFFSETS
RMODIF,_RC_SET,21,0.876,0.3,
RMODIF,_RC_SET,7,7.9950E-02,1.4425E-03,9.3329E-03,2.6900E-01,3.0000E-01,8.00368E-05,
RMODIF,_RC_SET,16,0,0,-0.744,
RMODIF,_RC_SET,23,0.876,0.3,
```

```
RMODIF,_RC_SET,19,1,1,
RMODIF,_RC_SET,25,0.0302762,0.044652,0.0302762,0.044652,0,0,
RMODIF,_RC_SET,31,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,37,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,43,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,49,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,55,0,

.
.
.

*SET,_RC_SET,15,
R,_RC_SET,8.0800E-02,1.4428E-03,8.8453E-03,2.6400E-01,3.0000E-01,7.81862E-05,
RMODIF,_RC_SET,13,0,0,-0.85,!OFFSETS
RMODIF,_RC_SET,21,0.841,0.3,
RMODIF,_RC_SET,7,8.0800E-02,1.4428E-03,8.8453E-03,2.6400E-01,3.0000E-01,7.81862E-05,
RMODIF,_RC_SET,16,0,0,-0.85,
RMODIF,_RC_SET,23,0.841,0.3,
RMODIF,_RC_SET,19,1,1,
RMODIF,_RC_SET,25,0.0311646,0.0443763,0.0311646,0.0443763,0,0,
RMODIF,_RC_SET,31,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,37,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,43,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,49,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,55,0,

*SET,_RC_SET,16,
R,_RC_SET,1.0512E-02,3.6119E-05,4.7415E-04,4.0600E-01,1.5800E-01,4.8719E-07,
RMODIF,_RC_SET,13,0,0,0.415,!OFFSETS
RMODIF,_RC_SET,21,0.238,0.03,
RMODIF,_RC_SET,7,1.0512E-02,3.6119E-05,4.7415E-04,4.0600E-01,1.5800E-01,4.8719E-07,
RMODIF,_RC_SET,16,0,0,0.415,
RMODIF,_RC_SET,23,0.238,0.03,
RMODIF,_RC_SET,19,1,1,
RMODIF,_RC_SET,25,0.007728,0.0025166,0.007728,0.0025166,0,0,
RMODIF,_RC_SET,31,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,37,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,43,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,49,0,0,0,0,0,0,
RMODIF,_RC_SET,55,0,
```

!REALIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DO TABULEIRO

```
TYPE, 1
MAT, 1
REAL, 2 !Seleção das características da secção (área,inércia,etc) e outras
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
```

```
AESIZE,ALL,TAMANHODAMESH,
```

```
FLST,5,756,5,ORDE,2
FITEM,5,43
FITEM,5,-798
CM,_Y,AREA
ASEL,,,P51X
CM,_Y1,AREA
CHKMSH,'AREA'
CMSEL,S,_Y
```

```
MSHKEY,1
AMESH,_Y1
MSHKEY,0
```

```
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
!*
APLOT
TYPE, 1
MAT, 1
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,

FLST,5,84,5,ORDE,4
FITEM,5,1
FITEM,5,-42
```

```

FITEM,5,799
FITEM,5,-840
CM,_Y,AREA
ASEL,,,P51X
CM,_Y1,AREA
CHKMSH,'AREA'
CMSEL,S,_Y
!*
MSHKEY,1
AMESH,_Y1
MSHKEY,0
!*
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2

```

```
*DIM,COORDENADASLONGITUDINAIS,,475,1
```

```

COORDENADASLONGITUDINAIS(1,1)=0.000
COORDENADASLONGITUDINAIS(2,1)=0.231
COORDENADASLONGITUDINAIS(3,1)=0.461
.
.
.
COORDENADASLONGITUDINAIS(473,1)=137.580
COORDENADASLONGITUDINAIS(474,1)=137.810
COORDENADASLONGITUDINAIS(475,1)=138.040

```

!GERAÇÃO DAS VIGAS LATERAIS

```

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 3 !VIGAS LATERAIS LONGITUDINAIS
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

```

```
*DIM,PONTOSLONGITUDINAIS,,475,1
```

```
*Do,CICLO_VIGAS,1,475,1
```

```
PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)=NODE(EM_X_E_Z(1,1),COORDENADASLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1),EM_X_E_Z(1,2))
```

```
*ENDDO
```

```

*Do,CICLO_VIGAS,1,474,1
FLST,2,2,1
FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)
FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS+1,1)
E,P51X
*ENDDO

```

```
*Do,CICLO_VIGAS,1,475,1
```

```
PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)=NODE(EM_X_E_Z(21,1),COORDENADASLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1),EM_X_E_Z(21,2))
```

```
*ENDDO
```

```

*Do,CICLO_VIGAS,1,474,1
FLST,2,2,1
FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)
FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS+1,1)
E,P51X
*ENDDO

```

!GERAÇÃO DAS LONGARINAS

```

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 4 !NERVURAS LONGITUDINAIS
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

```

```
*DIM,LONGARINAS,,12,1
```

```

LONGARINAS(1,1)=3
LONGARINAS(2,1)=4
LONGARINAS(3,1)=6

```

```
LONGARINAS(4,1)=7
LONGARINAS(5,1)=9
LONGARINAS(6,1)=10
LONGARINAS(7,1)=12
LONGARINAS(8,1)=13
LONGARINAS(9,1)=15
LONGARINAS(10,1)=16
LONGARINAS(11,1)=18
LONGARINAS(12,1)=19

*Do,CICLO_LONGARINAS,1,12,1

*Do,CICLO_VIGAS,1,475,1

PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)=NODE(EM_X_E_Z(LONGARINAS(CICLO_LONGARINAS,1),1),COORDENADASLONGITUDINAIS
(CICLO_VIGAS),EM_X_E_Z(LONGARINAS(CICLO_LONGARINAS,1),2))

*ENDDO

*Do,CICLO_VIGAS,1,474,1
FLST,2,2,1
FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)
FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS+1,1)
E,P51X
*ENDDO

*ENDDO

*DIME,EM_X_E_Z,49,2
EM_X_E_Z(1,1)=-5.500$EM_X_E_Z(1,2)=-0.110
EM_X_E_Z(2,1)=-5.225$EM_X_E_Z(2,2)=-0.105
EM_X_E_Z(3,1)=-4.950$EM_X_E_Z(3,2)=-0.099
.
.
.
EM_X_E_Z(47,1)=4.950$EM_X_E_Z(47,2)=-0.099
EM_X_E_Z(48,1)=5.225$EM_X_E_Z(48,2)=-0.105
EM_X_E_Z(49,1)=5.500$EM_X_E_Z(49,2)=-0.110
```

!GERAÇÃO DAS CARLINGAS

```
TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 5 !VIGAS TRANSVERSAIS
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

*Do,CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,5,39,1
*Do,CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1,48,1

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_T
RANSVERSAIS,2))
FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_
TRANSVERSAIS+1,2))
E,P51X

*ENDDO
*ENDDO
```

!GERAÇÃO DAS CARLINGAS REFORÇADAS JUNTO AOS APOIOS

```
TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 15 !VIGAS TRANSVERSAIS JUNTO AOS APOIOS
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS=1

*Do,CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1,48,1

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_T
RANSVERSAIS,2))
FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_
TRANSVERSAIS+1,2))
E,P51X
```


*ENDDO

CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS=3

*Do,CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1,48,1

FLST,2,2,1

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,2))

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,2))

E,P51X

*ENDDO

CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS=4

*Do,CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1,48,1

FLST,2,2,1

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,2))

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,2))

E,P51X

*ENDDO

CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS=40

*Do,CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1,48,1

FLST,2,2,1

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,2))

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,2))

E,P51X

*ENDDO

CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS=41

*Do,CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1,48,1

FLST,2,2,1

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,2))

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,2))

E,P51X

*ENDDO

CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS=43

*Do,CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1,48,1

FLST,2,2,1

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS,2))

FITEM,2,NODE(EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,1),EM_Y(CICLO_VIGAS_TRANSVERSAIS,1),EM_X_E_Z(CICLO_PONTOS_TRANSVERSAIS+1,2))

E,P51X

*ENDDO

*DIM,EM_X_E_Z,,21,2

/NOPR

EM_X_E_Z(1,1)=-5.500

EM_X_E_Z(2,1)=-4.400!

EM_X_E_Z(3,1)=-4.180!

.

.

.

EM_X_E_Z(19,1)=4.180!

EM_X_E_Z(20,1)=4.400!

EM_X_E_Z(21,1)=5.500!

EM_X_E_Z(1,2)=-0.110

EM_X_E_Z(2,2)=-0.088

```
EM_X_E_Z(3,2)=-0.084
.
.
EM_X_E_Z(19,2)=-0.084
EM_X_E_Z(20,2)=-0.088
EM_X_E_Z(21,2)=-0.110
```

!CONDIÇÕES DE APOIO

!Restrições de apoios

```
apoio_inf_esq=node(-5.5,1.237,-0.11)
apoio_inf_dir=node(5.5,1.237,-0.11)
apoio_sup_esq=node(-5.5,136.807,-0.11)
apoio_sup_dir=node(5.5,136.807,-0.11)
```

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2, apoio_inf_esq
D,P51X, ,0, , , ,UX,UY,UZ, , ,
```

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2, apoio_inf_dir
D,P51X, ,0, , , ,UX,UY,UZ, , ,
```

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2, apoio_sup_esq
D,P51X, ,0, , , ,UX,UY,UZ, , ,
```

```
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2, apoio_sup_dir
D,P51X, ,0, , , ,UX,UY,UZ, , ,
```

!GERAÇÃO DO ARCO

```
TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 7 !ARCO SUPERIOR
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
```

```
N,25001,-5.5,16.922,9.014
N,25002,-5.5,28.322,13.973
N,25003,-5.5,30.022,14.528
N,25004,-5.5,40.022,17.795
N,25005,-5.5,51.622,20.318
N,25006,-5.5,55.022,20.687
N,25007,-5.5,63.222,21.579
N,25008,-5.5,74.822,21.579
N,25009,-5.5,83.022,20.687
N,25010,-5.5,86.422,20.318
N,25011,-5.5,98.022,17.795
N,25012,-5.5,108.022,14.528
N,25013,-5.5,109.722,13.973
N,25014,-5.5,121.122,9.014
```

```
N,25101,5.5,16.922,9.014
N,25102,5.5,28.322,13.973
N,25103,5.5,30.022,14.528
N,25104,5.5,40.022,17.795
N,25105,5.5,51.622,20.318
N,25106,5.5,55.022,20.687
N,25107,5.5,63.222,21.579
N,25108,5.5,74.822,21.579
N,25109,5.5,83.022,20.687
N,25110,5.5,86.422,20.318
N,25111,5.5,98.022,17.795
N,25112,5.5,108.022,14.528
N,25113,5.5,109.722,13.973
N,25114,5.5,121.122,9.014
```

```
encontro25001=node(-5.5,0.922,-0.11)
encontro25014=node(-5.5,137.122,-0.11)
encontro25101=node(5.5,0.922,-0.11)
encontro25114=node(5.5,137.122,-0.11)
```

```
FLST,2,2,1
FITEM,2,encontro25001
FITEM,2,25001
E,P51X
```

FLST,2,2,1
FITEM,2,encontro25014
FITEM,2,25014
E,P51X

*Do,CICLO_ARCO,1,13,1

FLST,2,2,1
FITEM,2,25000+CICLO_ARCO
FITEM,2,25000+CICLO_ARCO+1
E,P51X
*ENDDO

FLST,2,2,1
FITEM,2,encontro25101
FITEM,2,25101
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,encontro25114
FITEM,2,25114
E,P51X

*Do,CICLO_ARCO,1,13,1

FLST,2,2,1
FITEM,2,25100+CICLO_ARCO
FITEM,2,25100+CICLO_ARCO+1
E,P51X
*ENDDO

IGERAÇÃO DAS BARRAS DE TRAVAMENTO TRANSVERSAL

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 8 !Tubos de travamento transversal
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

FLST,2,2,1
FITEM,2,25003
FITEM,2,25103
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,25006
FITEM,2,25106
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,25009
FITEM,2,25109
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,25012
FITEM,2,25112
E,P51X

IGERAÇÃO DOS PENDURAI

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 9 !Tirantes
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

*DIM,PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI,10,1

PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI(1,1)=NODE(-5.5,16.922,9.014)
PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI(2,1)=NODE(-5.5,28.322,13.973)
PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI(3,1)=NODE(-5.5,40.022,17.795)
PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI(4,1)=NODE(-5.5,51.622,20.318)
PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI(5,1)=NODE(-5.5,63.222,21.579)
PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI(6,1)=NODE(-5.5,74.822,21.579)
PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAI(7,1)=NODE(-5.5,86.422,20.318)

PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(8,1)=NODE(-5.5,98.022,17.795)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(9,1)=NODE(-5.5,109.722,13.973)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(10,1)=NODE(-5.5,121.122,9.014)

*DIM,PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS,,11,1

PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(1,1)=NODE(-5.5,11.322,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(2,1)=NODE(-5.5,22.622,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(3,1)=NODE(-5.5,34.222,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(4,1)=NODE(-5.5,45.822,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(5,1)=NODE(-5.5,57.422,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(6,1)=NODE(-5.5,69.022,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(7,1)=NODE(-5.5,80.622,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(8,1)=NODE(-5.5,92.222,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(9,1)=NODE(-5.5,103.822,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(10,1)=NODE(-5.5,115.422,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(11,1)=NODE(-5.5,126.722,-0.11)

*Do,CICLO_PENDURAS,1,10,1

FLST,2,2,1
 FITEM,2,PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS,1)
 FITEM,2,PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS,1)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS,1)
 FITEM,2,PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS+1,1)
 E,P51X

*ENDDO

PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(1,1)=NODE(5.5,16.922,9.014)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(2,1)=NODE(5.5,28.322,13.973)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(3,1)=NODE(5.5,40.022,17.795)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(4,1)=NODE(5.5,51.622,20.318)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(5,1)=NODE(5.5,63.222,21.579)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(6,1)=NODE(5.5,74.822,21.579)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(7,1)=NODE(5.5,86.422,20.318)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(8,1)=NODE(5.5,98.022,17.795)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(9,1)=NODE(5.5,109.722,13.973)
 PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(10,1)=NODE(5.5,121.122,9.014)

PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(1,1)=NODE(5.5,11.322,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(2,1)=NODE(5.5,22.622,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(3,1)=NODE(5.5,34.222,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(4,1)=NODE(5.5,45.822,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(5,1)=NODE(5.5,57.422,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(6,1)=NODE(5.5,69.022,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(7,1)=NODE(5.5,80.622,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(8,1)=NODE(5.5,92.222,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(9,1)=NODE(5.5,103.822,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(10,1)=NODE(5.5,115.422,-0.11)
 PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(11,1)=NODE(5.5,126.722,-0.11)

*Do,CICLO_PENDURAS,1,10,1

FLST,2,2,1
 FITEM,2,PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS,1)
 FITEM,2,PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS,1)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,PONTOS_SUPERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS,1)
 FITEM,2,PONTOS_INFERIORES_DOS_PENDURAS(CICLO_PENDURAS+1,1)
 E,P51X

*ENDDO

IGERAÇÃO DAS CONSOLAS DOS PASSADIÇOS (SECÇÃO CONSTANTE)

TYPE, 2
 MAT, 1
 REAL, 10 !CONSOLAS DOS PASSADIÇOS H=250mm
 ESYS, 0
 SECNUM,
 TSHAP,LINE

*Do,CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,5,39,1

N, 26000+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS, -5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26100+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS, -6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26200+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS, -6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

N, 26300+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26400+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26500+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(-5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(-6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

*ENDDO

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=1

N, 26000+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26100+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26200+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

N, 26300+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26400+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26500+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(-5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(-6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=3

N, 26000+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26100+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26200+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

N, 26300+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26400+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
 N, 26500+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(-5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
 FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 FITEM,2,NODE(-6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
 E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
FITEM,2,NODE(6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
E,P51X

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=4

.
.
.

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=40

.
.
.

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=41

.
.
.

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=43

N, 26000+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
N, 26100+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
N, 26200+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , -6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

N, 26300+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
N, 26400+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11
N, 26500+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS , 6.835, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(-5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(-5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
FITEM,2,NODE(-6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(5.5, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,NODE(5.6, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
FITEM,2,NODE(6.195, EM_Y(CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,1), -0.11)
E,P51X

IGERAÇÃO DAS CONSOLAS DOS PASSADIÇOS (SECÇÃO VARIÁVEL)

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 11 !CONSOLAS DOS PASSADIÇOS VARIÁVEL: H=250mm to 100mm
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

*Do,CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,3,41,1

FLST,2,2,1
FITEM,2,26100+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26200+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,26400+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26500+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
E,P51X

*ENDDO

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=1

FLST,2,2,1
FITEM,2,26100+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26200+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,26400+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26500+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
E,P51X

CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS=43

FLST,2,2,1
FITEM,2,26100+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26200+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,26400+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26500+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
E,P51X

!GERAÇÃO DAS VIGAS LONGITUDINAIS DO PASSADIÇO

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 12 !UPNS INTERIORES DOS PASSADIÇOS
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

*Do,CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS,3,40,1

FLST,2,2,1
FITEM,2,26000+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26000+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS+1
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,26300+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS
FITEM,2,26300+CICLO_CONSOLAS_DOS_PASSADICOS+1
E,P51X

*ENDDO

.
.
.

!GERAÇÃO DOS GUARDA-BALASTRO

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 16 !GUARDA-BALASTRO
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

*DIM,GUARDA_BALASTRO,,2,1

GUARDA_BALASTRO(1,1)=2
GUARDA_BALASTRO(2,1)=20

*Do,CICLO_GUARDA_BALASTRO,1,2,1

*Do,CICLO_VIGAS,1,475,1

PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)=NODE(EM_X_E_Z(GUARDA_BALASTRO(CICLO_GUARDA_BALASTRO,1),1),COORDENADASLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS),EM_X_E_Z(GUARDA_BALASTRO(CICLO_GUARDA_BALASTRO,1),2))

*ENDDO

*Do,CICLO_VIGAS,1,474,1

FLST,2,2,1

FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS,1)

FITEM,2,PONTOSLONGITUDINAIS(CICLO_VIGAS+1,1)

E,P51X

*ENDDO

*ENDDO

ANEXO IV-B – CÓDIGO APDL PARA GERAÇÃO DA VIA

!GERAÇÃO DOS NOVOS NÓS NECESSÁRIOS À VIA

```

*DIM,Y_DOS_NOVOS_NOS,,10,1
!/NOPR
Y_DOS_NOVOS_NOS(1,1)=-2.770
Y_DOS_NOVOS_NOS(2,1)=-2.170
Y_DOS_NOVOS_NOS(3,1)=-1.570
Y_DOS_NOVOS_NOS(4,1)=-0.970
Y_DOS_NOVOS_NOS(5,1)=-0.370
Y_DOS_NOVOS_NOS(6,1)=138.414
Y_DOS_NOVOS_NOS(7,1)=139.014
Y_DOS_NOVOS_NOS(8,1)=139.614
Y_DOS_NOVOS_NOS(9,1)=140.214
Y_DOS_NOVOS_NOS(10,1)=140.814

*DIM,X_DOS_NOVOS_NOS,,28,1
X_DOS_NOVOS_NOS(1,1)=-3.420!-0.6330.633
X_DOS_NOVOS_NOS(2,1)=-3.185!-0.8870.887
X_DOS_NOVOS_NOS(3,1)=-2.949!-1.1401.140
.
.
.
X_DOS_NOVOS_NOS(26,1)=2.949
X_DOS_NOVOS_NOS(27,1)=3.185
X_DOS_NOVOS_NOS(28,1)=3.420

*DIM,Z_DOS_NOVOS_NOS,,28,1
!/NOPR
Z_DOS_NOVOS_NOS(1,1)=-0.068
Z_DOS_NOVOS_NOS(2,1)=-0.064
Z_DOS_NOVOS_NOS(3,1)=-0.059
.
.
.
Z_DOS_NOVOS_NOS(26,1)=-0.059
Z_DOS_NOVOS_NOS(27,1)=-0.064
Z_DOS_NOVOS_NOS(28,1)=-0.068

*DO,TRANSVERSAL,1,28,1
*DO,LONGITUDINAL,1,10,1

N,26600+LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-
1)*10,X_DOS_NOVOS_NOS(TRANSVERSAL,1),Y_DOS_NOVOS_NOS(LONGITUDINAL,1),Z_DOS_NOVOS_NOS(TRANSVERSAL,1)

*ENDDO
*ENDDO

*DO,TRANSVERSAL,1,28,1
*DO,LONGITUDINAL,1,10,1

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2, 26600+LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-1)*10
D,P51X,,0,, ,UX,UY,UZ, , ,

*ENDDO
*ENDDO

*DIM,Y_DA_VIA,,240,1
!/NOPR

Y_DA_VIA(1,1)=-2.770
Y_DA_VIA(2,1)=-2.170
Y_DA_VIA(3,1)=-1.570
.
.
.
Y_DA_VIA(238,1)=139.614
Y_DA_VIA(239,1)=140.214
Y_DA_VIA(240,1)=140.814

*DIM,X_DA_VIA,,28,1
!/NOPR
X_DA_VIA(1,1)=-3.420
X_DA_VIA(2,1)=-3.185
X_DA_VIA(3,1)=-2.949

```

```
.
.
.
X_DA_VIA(26,1)=2.949
X_DA_VIA(27,1)=3.185
X_DA_VIA(28,1)=3.420

*DIM,Z_DA_VIA,,28,1
!/NOPR
Z_DA_VIA(1,1)=-0.068
Z_DA_VIA(2,1)=-0.064
Z_DA_VIA(3,1)=-0.059
.
.
.
Z_DA_VIA(26,1)=-0.059
Z_DA_VIA(27,1)=-0.064
Z_DA_VIA(28,1)=-0.068

*DIM,PONTO_DA_VIA,,240,28
*DIM,EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO,,240,28

*DO,TRANSVERSAL,1,28,1
*DO,LONGITUDINAL,1,240,1

!/NOPR
N,27000+LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-1)*240,X_DA_VIA(TRANSVERSAL,1),Y_DA_VIA(LONGITUDINAL,1),0.45

PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)=27000+LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-1)*240

EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)=NODE(X_DA_VIA(TRANSVERSAL,1),Y_DA_VIA(LONGITUDINAL,1),Z_D
A_VIA(TRANSVERSAL,1))

*ENDDO
*ENDDO

TYPE, 2
MAT, 2
REAL, 6
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

!TRAVESSAS DE BETÃO

*DO,LONGITUDINAL,1,240,1
*DO,TRANSVERSAL,1,13,1

FLST,2,2,1
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL+1)
E,P51X

FLST,2,2,1
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL+14)
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL+15)
E,P51X

*ENDDO
*ENDDO

*DIM,PONTINHO_DO_CARRIL,,240,4
*DO,LONGITUDINAL,1,240,1
TRANSVERSAL=4
N,34000+LONGITUDINAL,X_DA_VIA(TRANSVERSAL,1),Y_DA_VIA(LONGITUDINAL,1),0.6
PONTINHO_DO_CARRIL(LONGITUDINAL,1)=34000+LONGITUDINAL

TRANSVERSAL=11
N,34250+LONGITUDINAL,X_DA_VIA(TRANSVERSAL,1),Y_DA_VIA(LONGITUDINAL,1),0.6
PONTINHO_DO_CARRIL(LONGITUDINAL,2)=34250+LONGITUDINAL

TRANSVERSAL=18
N,34500+LONGITUDINAL,X_DA_VIA(TRANSVERSAL,1),Y_DA_VIA(LONGITUDINAL,1),0.6
PONTINHO_DO_CARRIL(LONGITUDINAL,3)=34500+LONGITUDINAL

TRANSVERSAL=25
N,34750+LONGITUDINAL,X_DA_VIA(TRANSVERSAL,1),Y_DA_VIA(LONGITUDINAL,1),0.6
PONTINHO_DO_CARRIL(LONGITUDINAL,4)=34750+LONGITUDINAL
*ENDDO
```

!GERAÇÃO DOS CARRIS

```

TYPE, 2
MAT, 1
REAL, 14
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
!CARRIL

*DO, LONGITUDINAL, 1, 239, 1
FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34000+LONGITUDINAL
FITEM, 2, 34000+LONGITUDINAL+1
E, P51X

FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34250+LONGITUDINAL
FITEM, 2, 34250+LONGITUDINAL+1
E, P51X

FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34500+LONGITUDINAL
FITEM, 2, 34500+LONGITUDINAL+1
E, P51X

FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34750+LONGITUDINAL
FITEM, 2, 34750+LONGITUDINAL+1
E, P51X

*ENDDO

```

!GERAÇÃO DAS MOLAS SIMULADORAS DAS PALMILHAS

```

ET, 3, COMBIN14

KEYOPT, 3, 1, 0
KEYOPT, 3, 2, 3!MOLA SEGUNDO UZ
KEYOPT, 3, 3, 0

R, 17, 200E6, 0, 0,
TYPE, 3
MAT, 1
REAL, 17
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

!PADS

*DO, LONGITUDINAL, 1, 240, 1

TRANSVERSAL=4
FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34000+LONGITUDINAL
FITEM, 2, PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
E, P51X

TRANSVERSAL=11
FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34250+LONGITUDINAL
FITEM, 2, PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
E, P51X

TRANSVERSAL=18
FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34500+LONGITUDINAL
FITEM, 2, PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
E, P51X

TRANSVERSAL=25
FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, 34750+LONGITUDINAL
FITEM, 2, PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
E, P51X

*ENDDO

```

!GERAÇÃO DAS MOLAS SIMULADORAS DO BALASTRO

R,18,2964780,0,0,!18296478040.11770.07059
!195930820110.23540.14121
!VALOR DO BALASTRO!205930820180.23540.14121
R,19,5930820,0,0,!213645180250.14470.08679
!2238719800.15370.09219
!VALOR DO BALASTRO
R,20,5930820,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,21,3645180,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,22,3871980,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,23,6384420,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,24,6384420,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,25,6111000,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,26,5837580,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,27,5837580,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,28,3738420,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,29,4010958,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,30,6384042,0,0,

!VALOR DO BALASTRO
R,31,3192084,0,0,

!FIADA MOLAS BALAST=1

TYPE, 3
MAT, 1
REAL, 18
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

!BALASTRO

*DO, LONGITUDINAL, 1, 240, 1

TRANSVERSAL=1

FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
FITEM, 2, PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
E, P51X

TRANSVERSAL=28

FLST, 2, 2, 1
FITEM, 2, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
FITEM, 2, PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
E, P51X

*ENDDO

!FIADA MOLAS BALAST=2

TYPE, 3
MAT, 1
REAL, 19
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE

!BALASTRO

*DO, LONGITUDINAL, 1, 240, 1

TRANSVERSAL=2

A40

```
FLST,2,2,1
FITEM,2,EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
E,P51X
```

```
TRANSVERSAL=27
FLST,2,2,1
FITEM,2,EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
E,P51X
```

*ENDDO

.

!FIADA MOLAS BALAST=14

```
TYPE, 3
MAT, 1
REAL, 31
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
```

!BALASTRO

*DO, LONGITUDINAL, 1, 240, 1

```
TRANSVERSAL=14
FLST,2,2,1
FITEM,2,EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
E,P51X
```

```
TRANSVERSAL=15
FLST,2,2,1
FITEM,2,EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
FITEM,2,PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL,TRANSVERSAL)
E,P51X
```

*ENDDO

!ACOPLAMENTO DE NÓS: MOVIMENTOS HORIZONTAIS DA VIA DEPENDENTES E IGUAIS AOS MOVIMENTOS HORIZONTAIS DO TABULEIRO

!COUPLED NODES TABULEIRO-VIA

*DO, LONGITUDINAL, 1, 240, 1

```
*DO, TRANSVERSAL, 1, 3, 1
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-
1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
*ENDDO
```

```
*DO, TRANSVERSAL, 5, 10, 1
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-
1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
*ENDDO
```

```
*DO, TRANSVERSAL, 12, 17, 1
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-
1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
*ENDDO
```

```
*DO, TRANSVERSAL, 19, 24, 1
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-
1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
*ENDDO
```

```
*DO, TRANSVERSAL, 26, 28, 1
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-
1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL)
*ENDDO
```

```
TRANSVERSAL=4
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-
1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTINH
O_DO_CARRIL(LONGITUDINAL, 1)
```

TRANSVERSAL=11

CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTINHO_DO_CARRIL(LONGITUDINAL, 2)

TRANSVERSAL=18
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTINHO_DO_CARRIL(LONGITUDINAL, 3)

TRANSVERSAL=25
CP, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-1)*240, UX, EQUIVALENTE_NO_TABULEIRO(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTO_DA_VIA(LONGITUDINAL, TRANSVERSAL), PONTINHO_DO_CARRIL(LONGITUDINAL, 4)

*ENDDO

!COUPLED NODES VIA-CARRIL

*DO, LONGITUDINAL, 1, 240, 1

*DO, TRANSVERSAL, 1, 28, 1

CPLGEN, LONGITUDINAL+(TRANSVERSAL-1)*240, UY

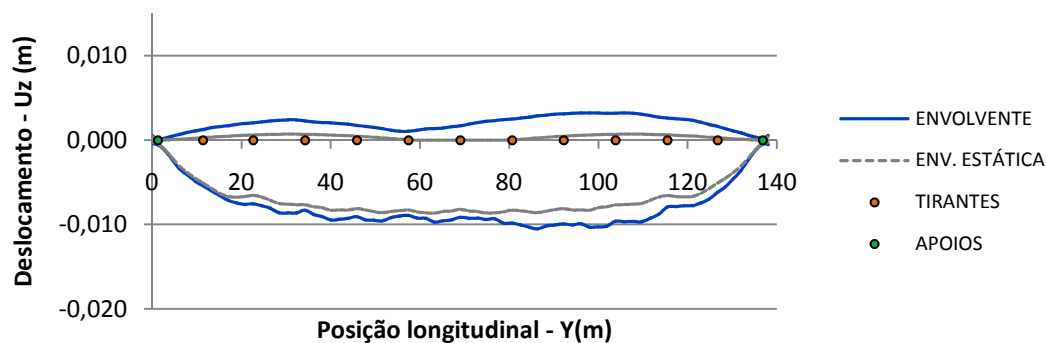
*ENDDO

*ENDDO

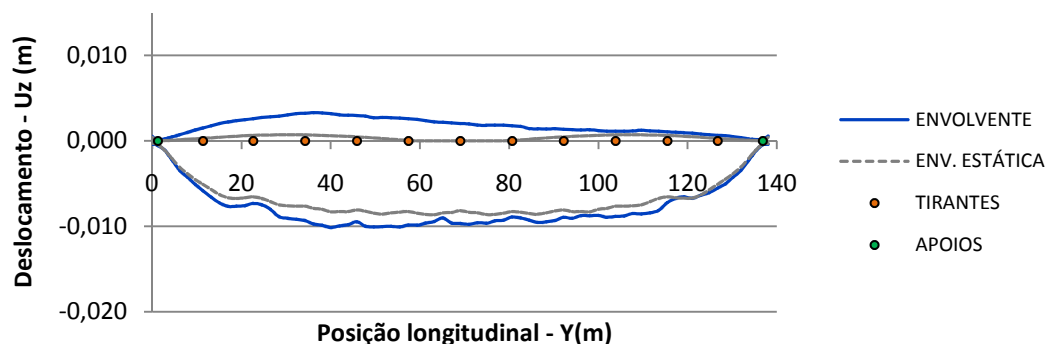
ANEXO V

RESULTADOS COM COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DE 0,5%

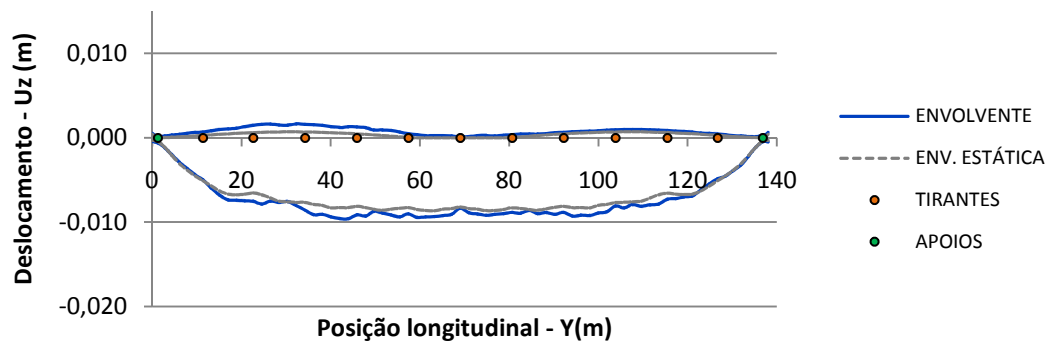
Envolvente de deslocamentos para V=160km/h



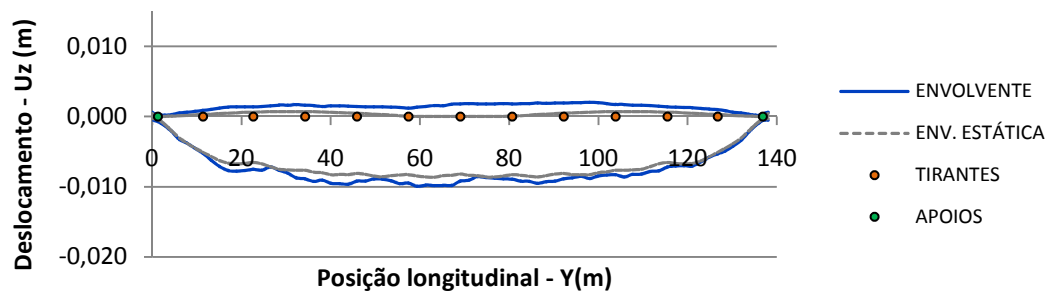
Envolvente de deslocamentos para V=170km/h



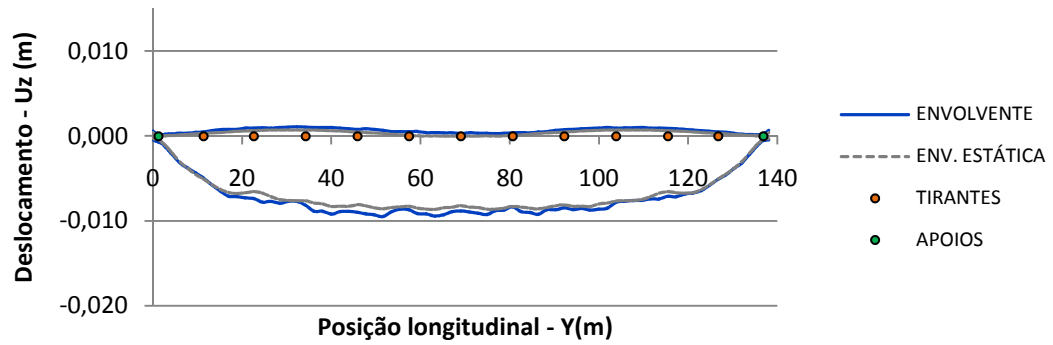
Envolvente de deslocamentos para V=180km/h



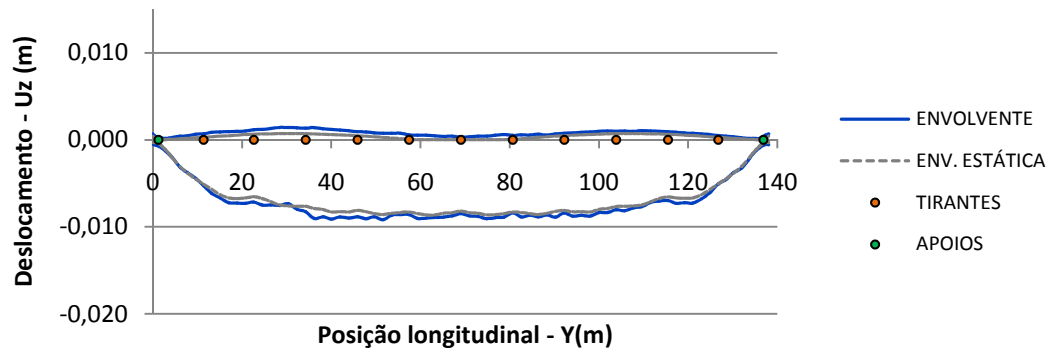
Envolvente de deslocamentos para V=190km/h



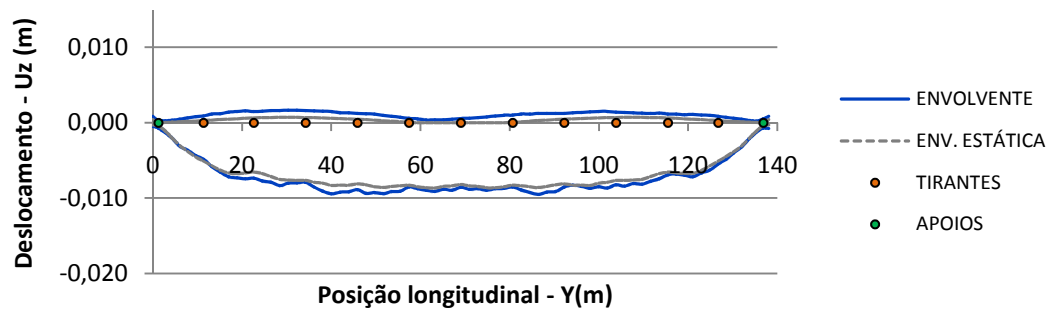
Envolvente de deslocamentos para V=200km/h



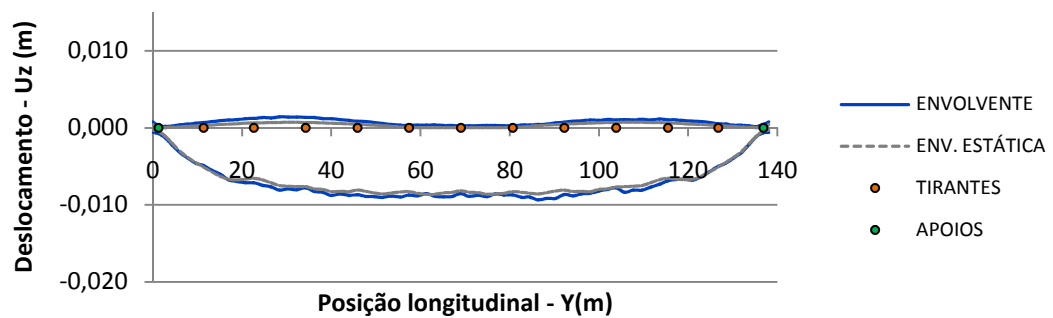
Envolvente de deslocamentos para V=210km/h



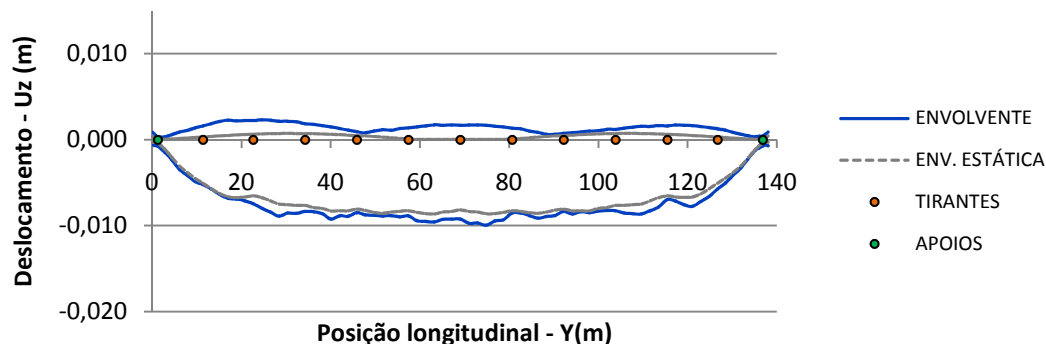
Envolvente de deslocamentos para V=220km/h



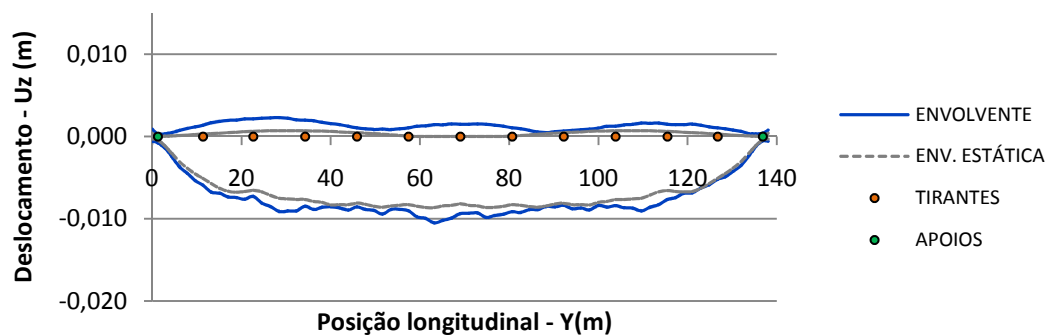
Envolvente de deslocamentos para V=230km/h



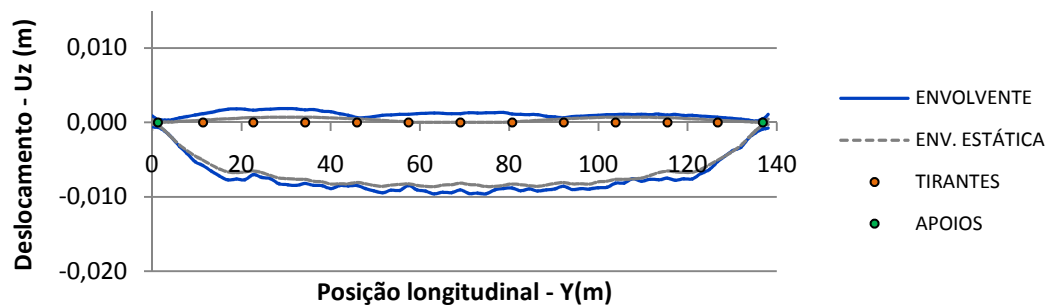
Envolvente de deslocamentos para V=240km/h



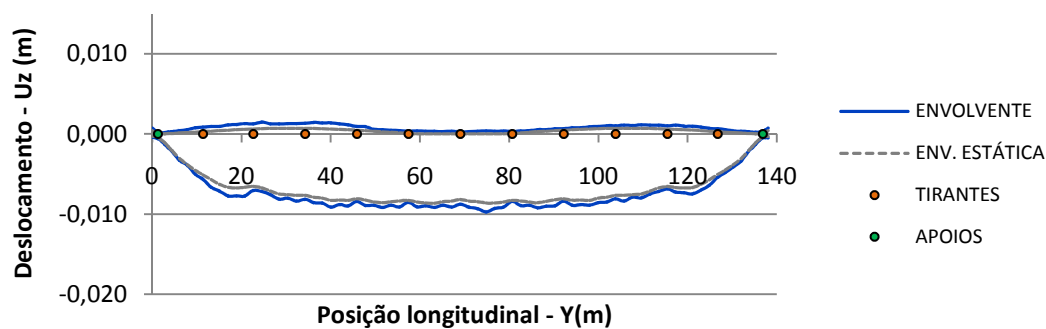
Envolvente de deslocamentos para V=250km/h



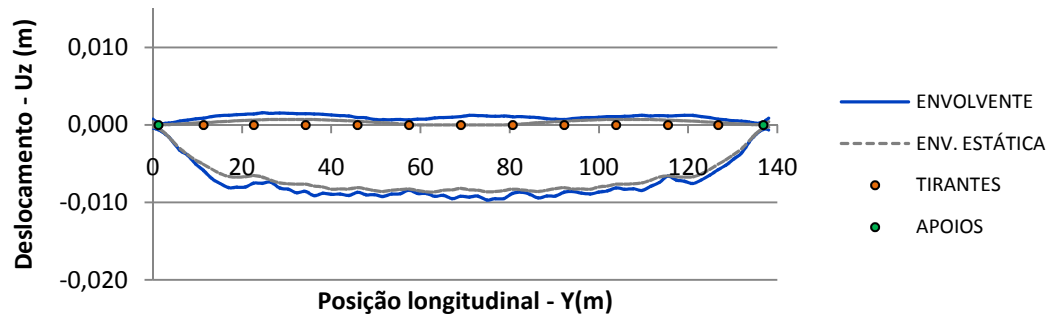
Envolvente de deslocamentos para V=260km/h



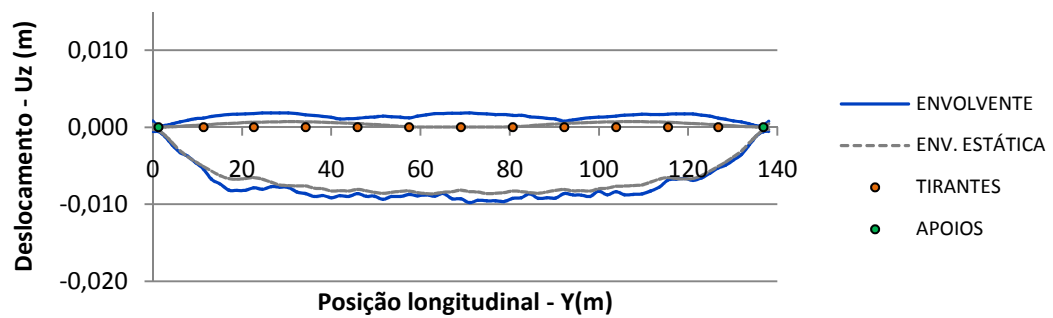
Envolvente de deslocamentos para V=270km/h



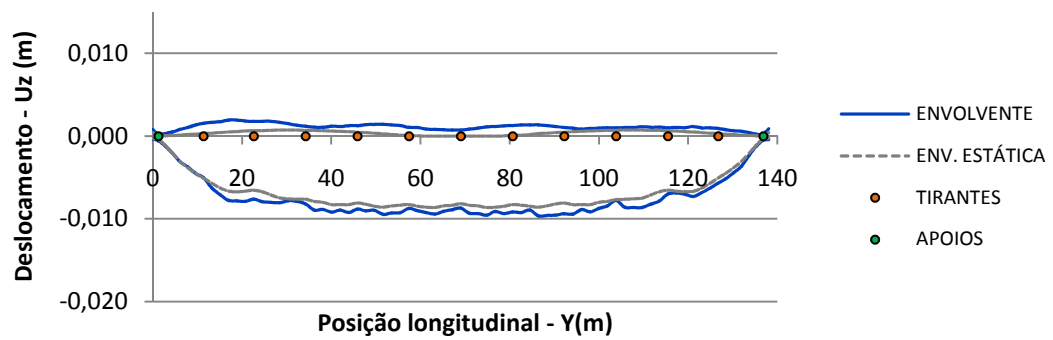
Envolvente de deslocamentos para V=280km/h



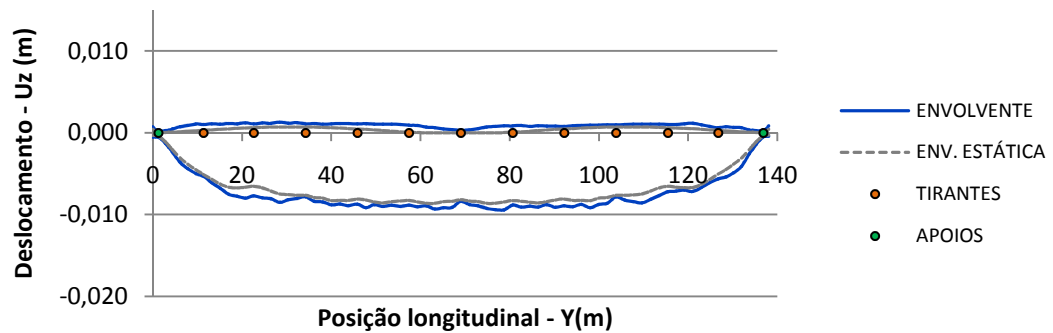
Envolvente de deslocamentos para V=290km/h



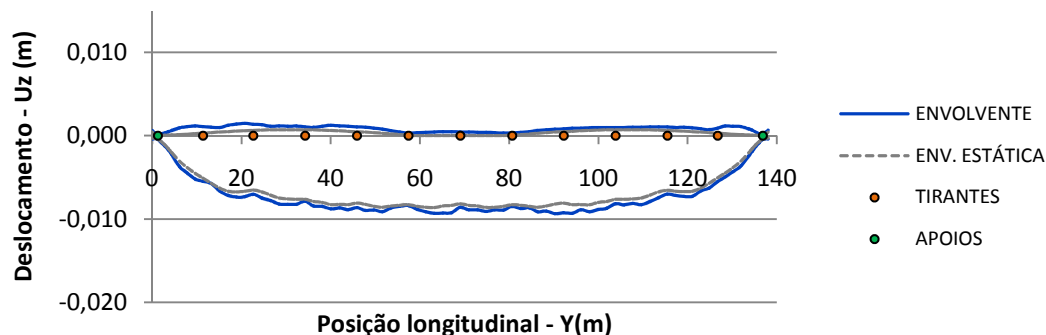
Envolvente de deslocamentos para V=300km/h



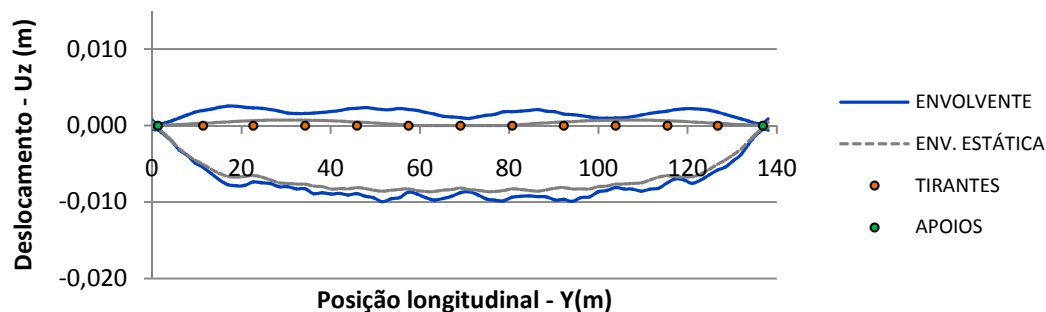
Envolvente de deslocamentos para V=310km/h



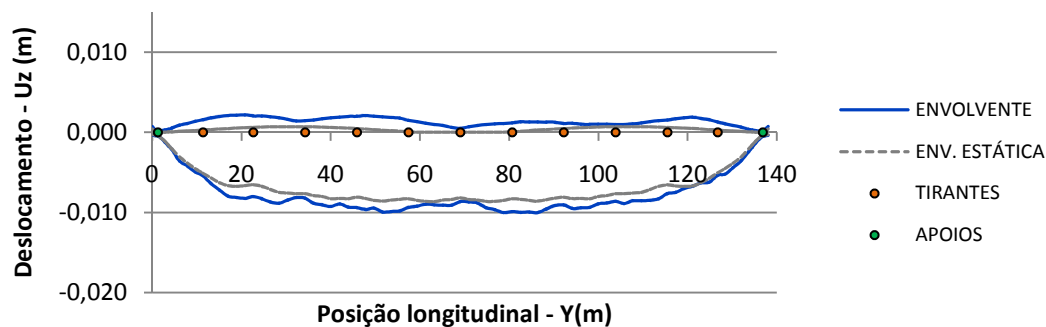
Envolvente de deslocamentos para V=320km/h



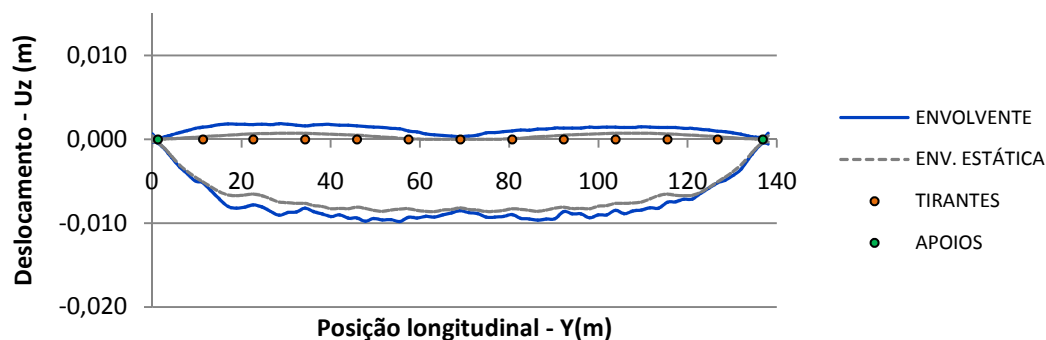
Envolvente de deslocamentos para V=330km/h



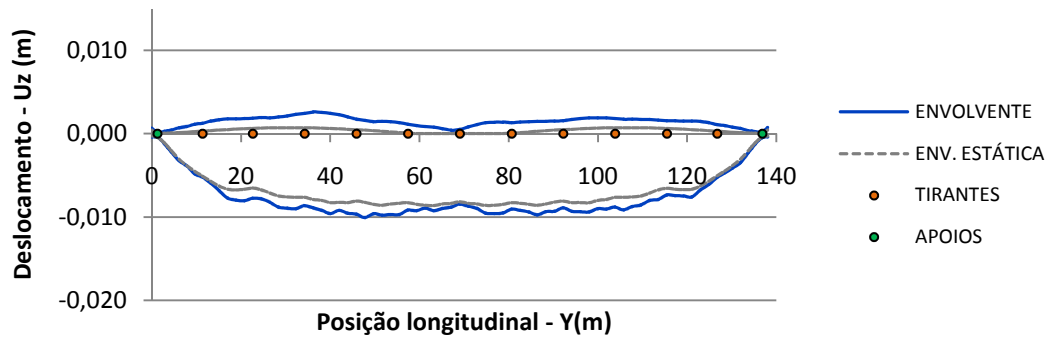
Envolvente de deslocamentos para V=340km/h



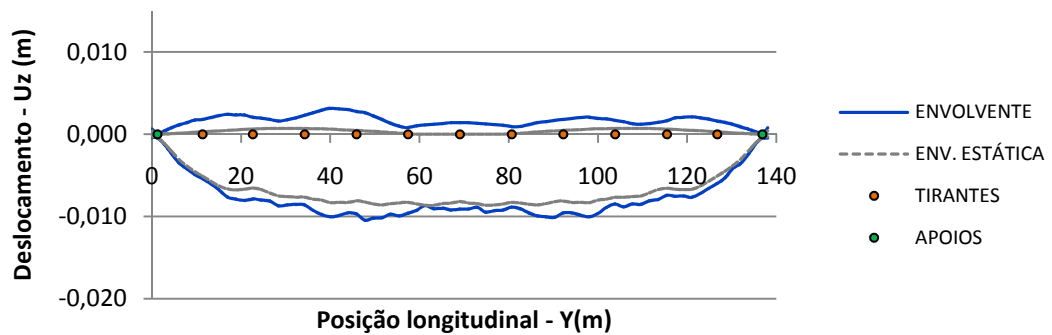
Envolvente de deslocamentos para V=350km/h



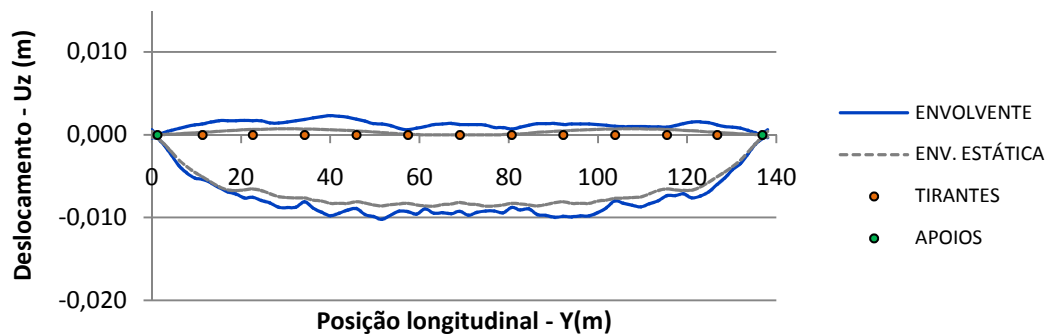
Envolvente de deslocamentos para V=360km/h



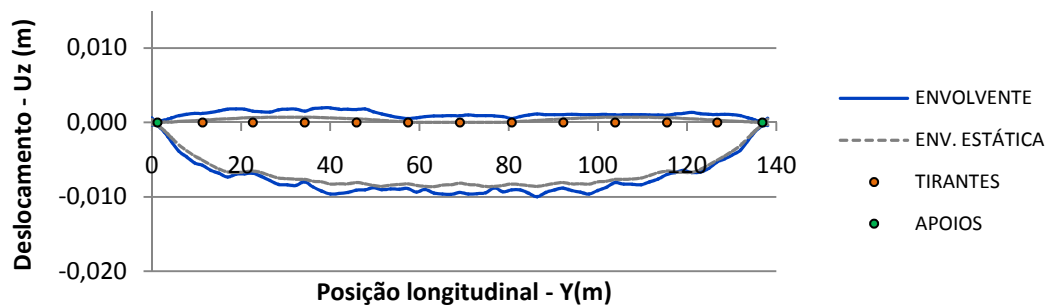
Envolvente de deslocamentos para V=370km/h



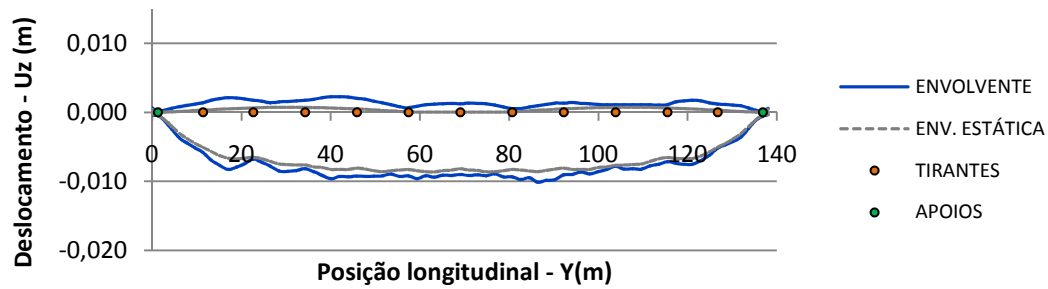
Envolvente de deslocamentos para V=380km/h



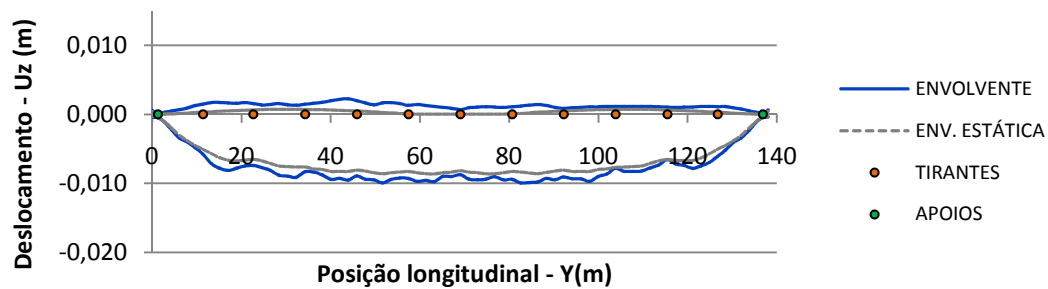
Envolvente de deslocamentos para V=390km/h



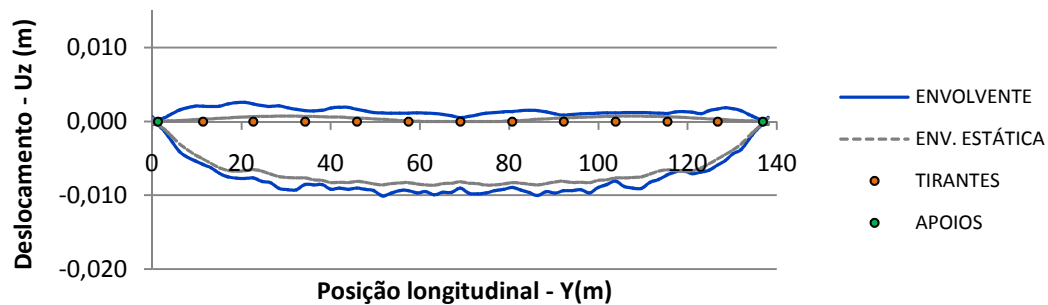
Envolvente de deslocamentos para V=400km/h



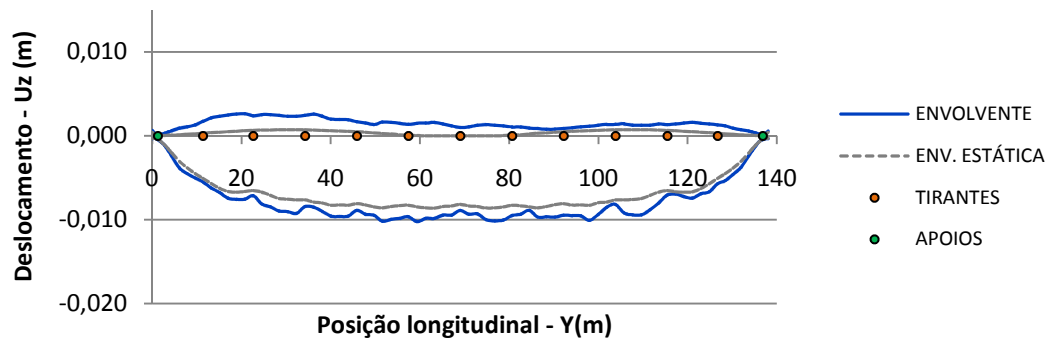
Envolvente de deslocamentos para V=410km/h



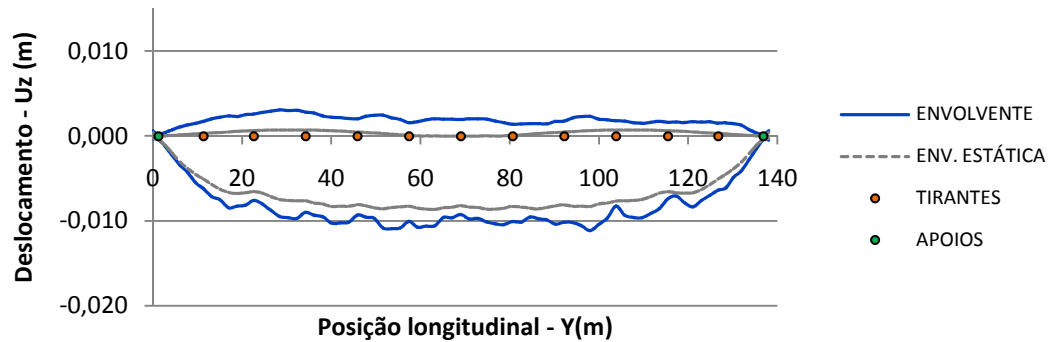
Envolvente de deslocamentos para V=420km/h



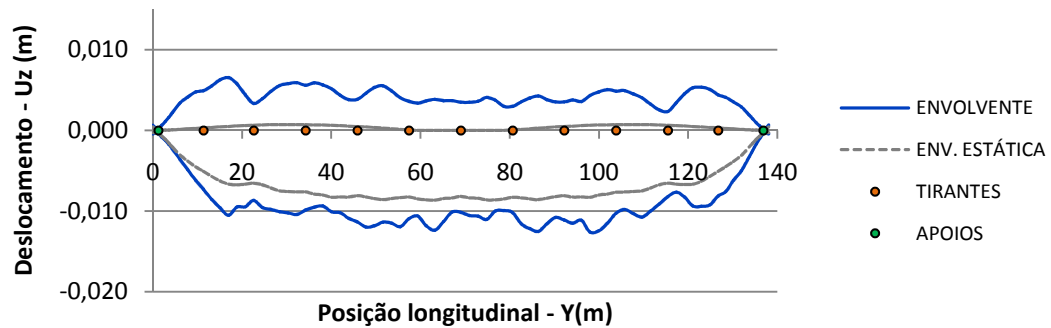
Envolvente de deslocamentos para V=430km/h



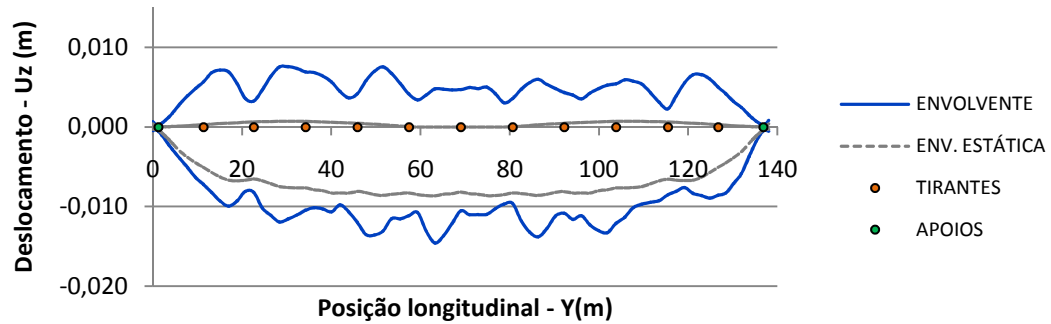
Envolvente de deslocamentos para V=440km/h



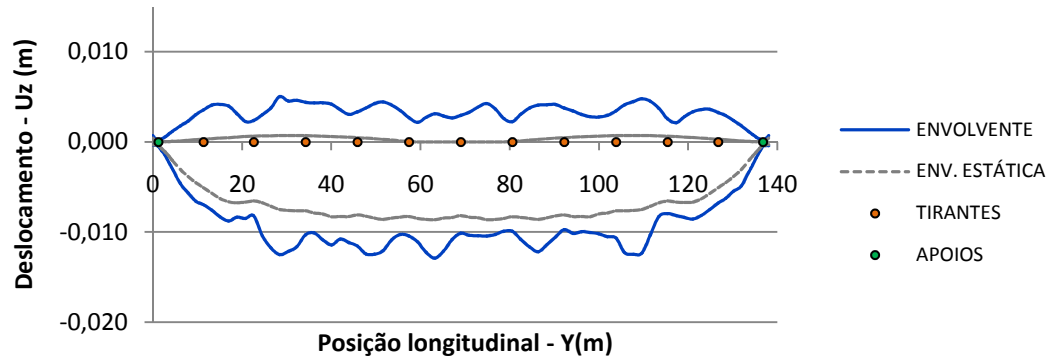
Envolvente de deslocamentos para V=450km/h



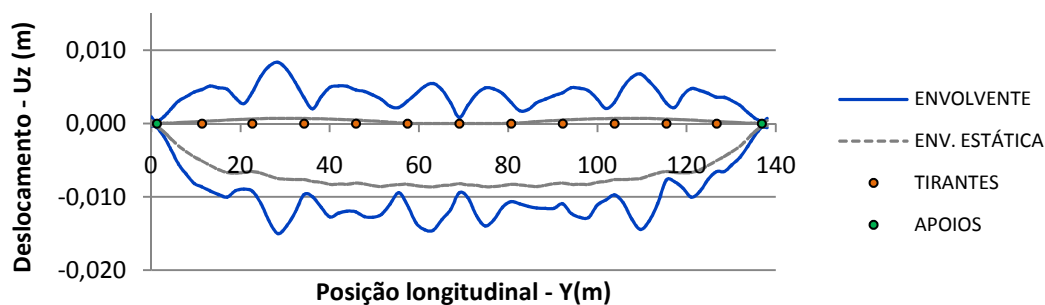
Envolvente de deslocamentos para V=460km/h



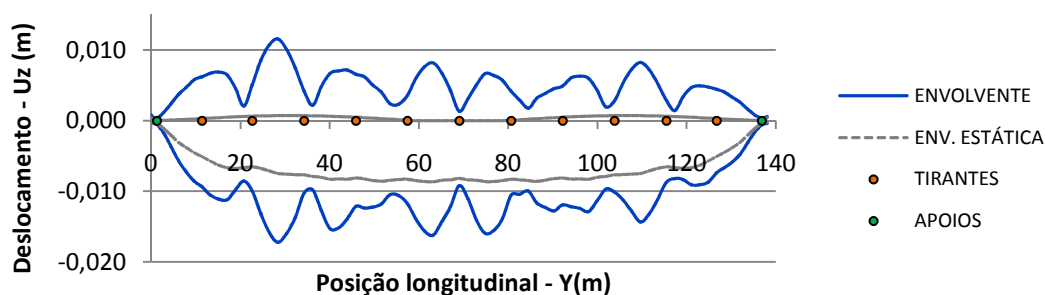
Envolvente de deslocamentos para V=470km/h



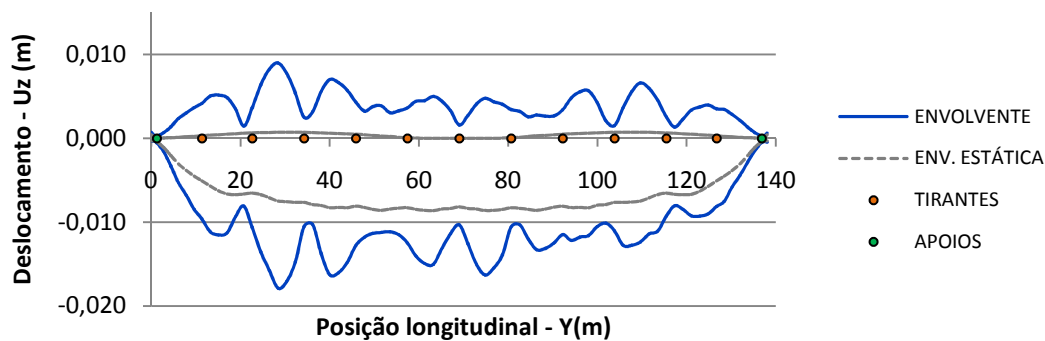
Envolvente de deslocamentos para V=480km/h



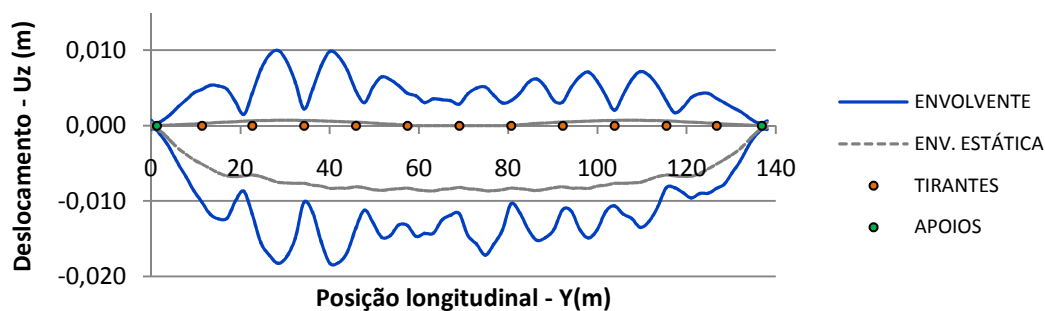
Envolvente de deslocamentos para V=490km/h

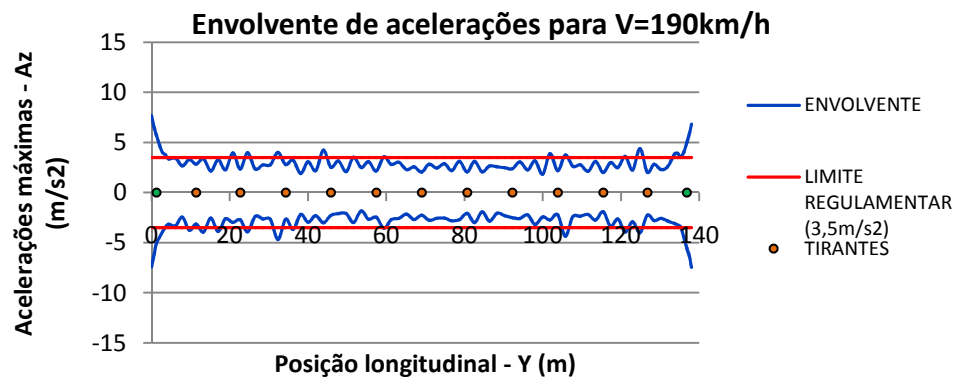
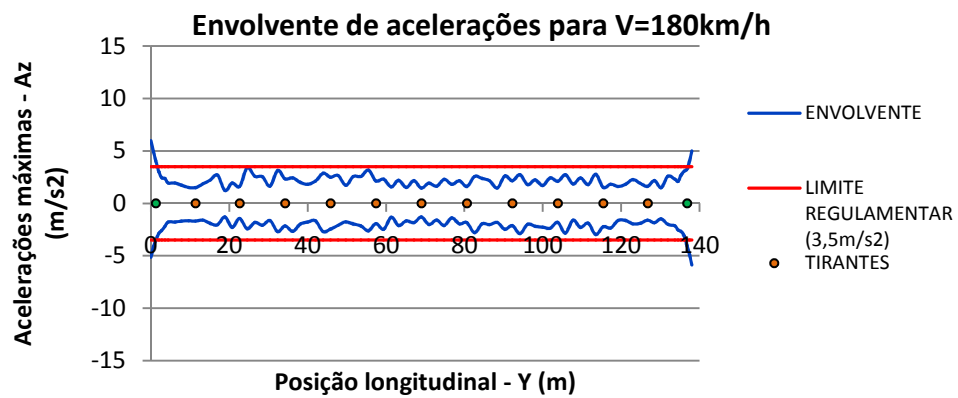
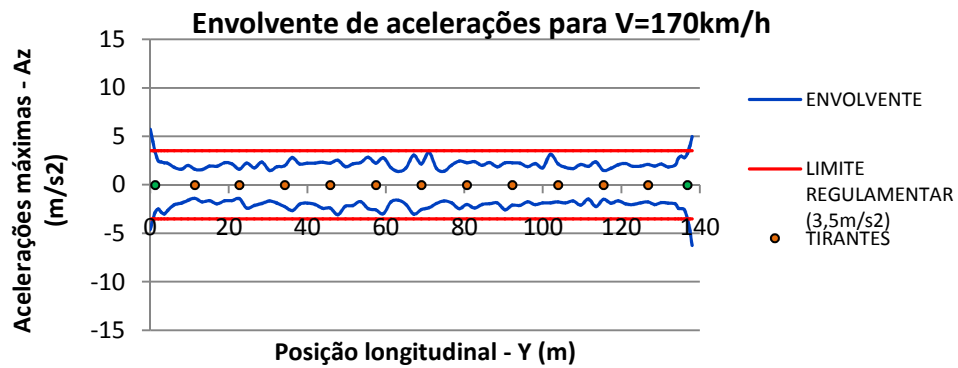
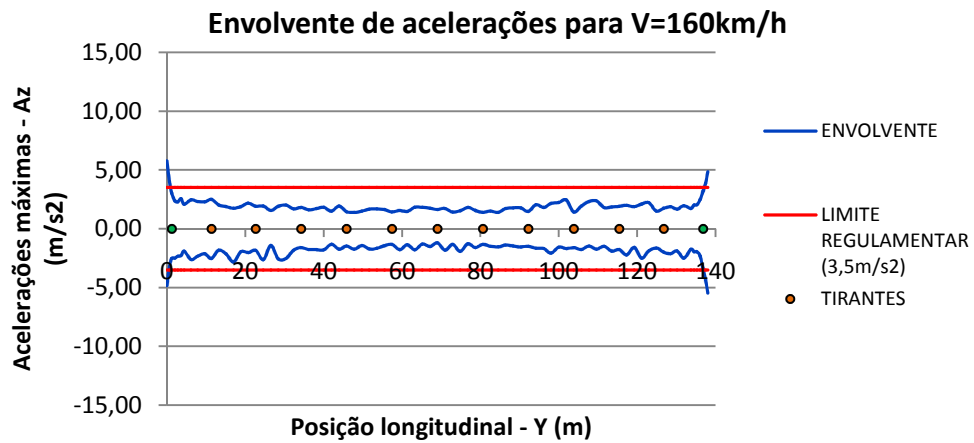


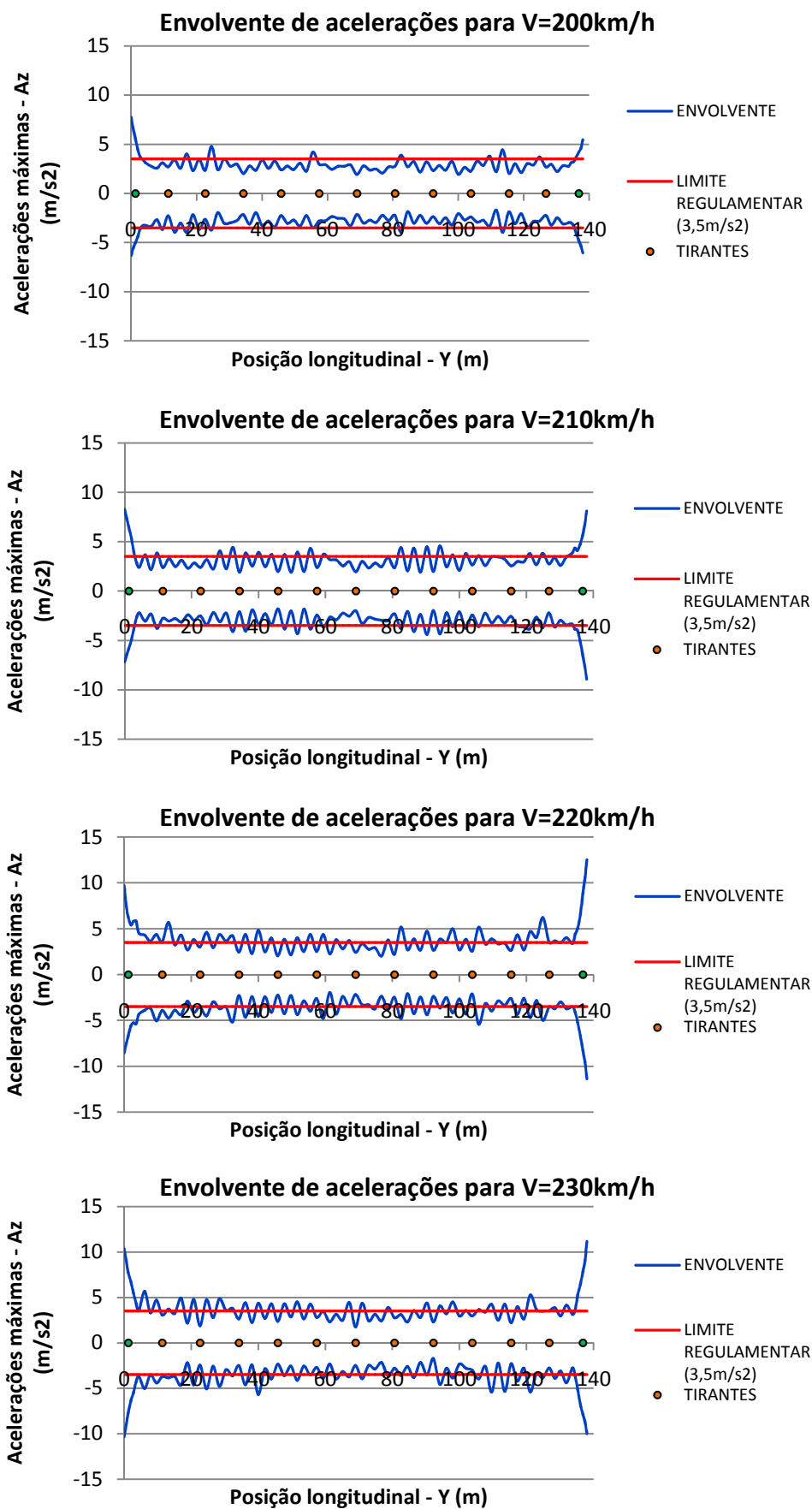
Envolvente de deslocamentos para V=500km/h

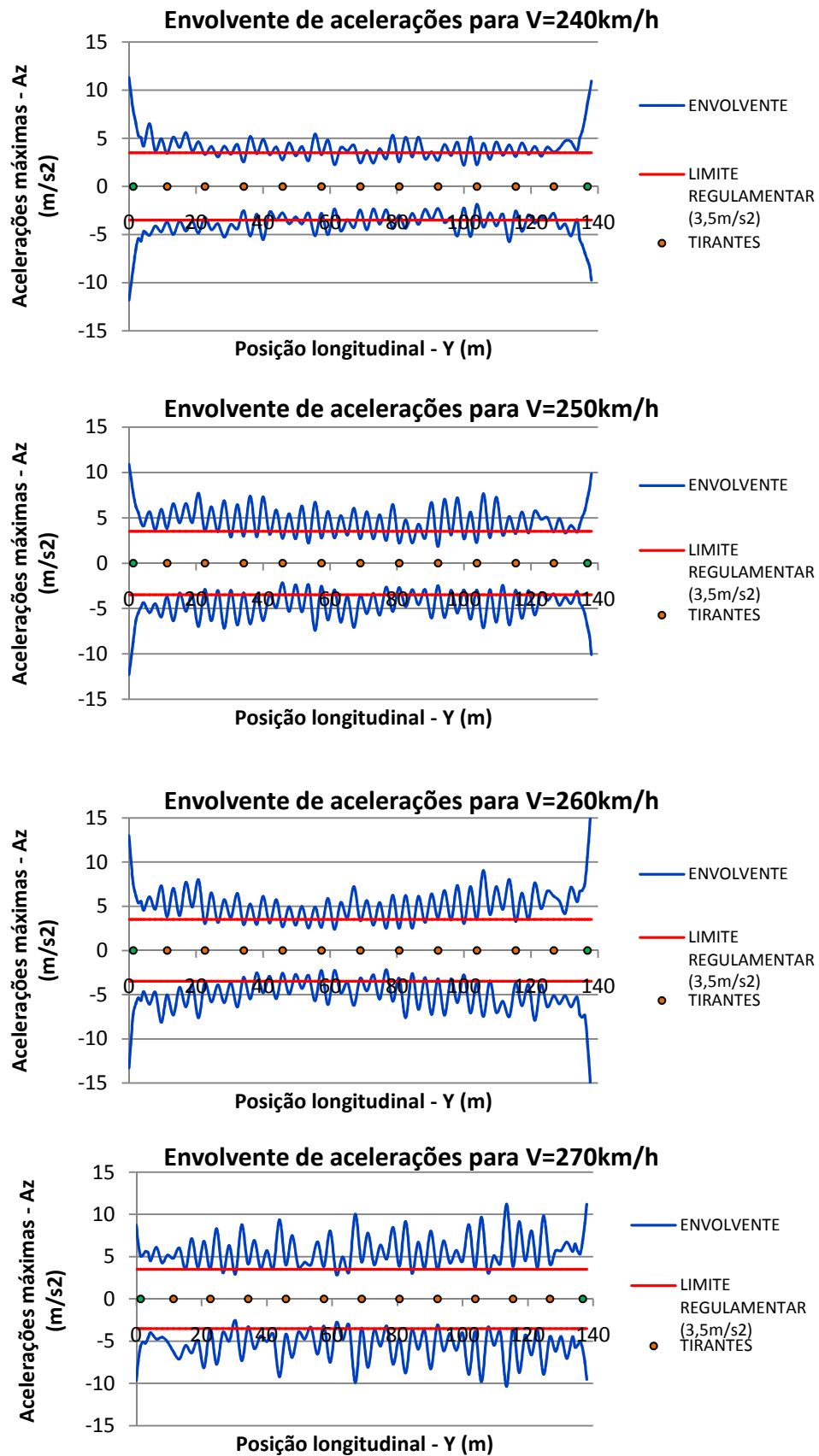


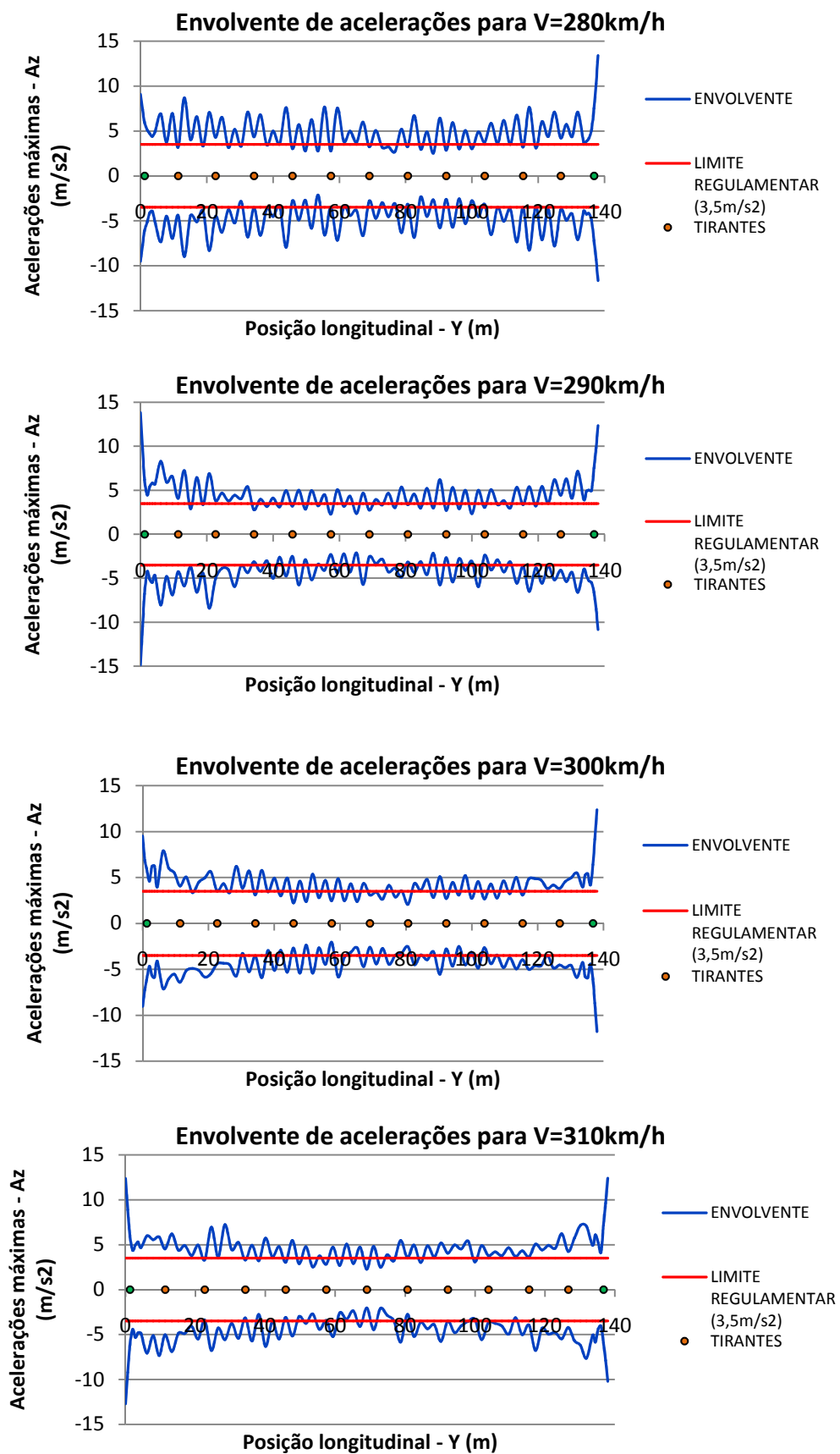
Envolvente de deslocamentos para V=510km/h

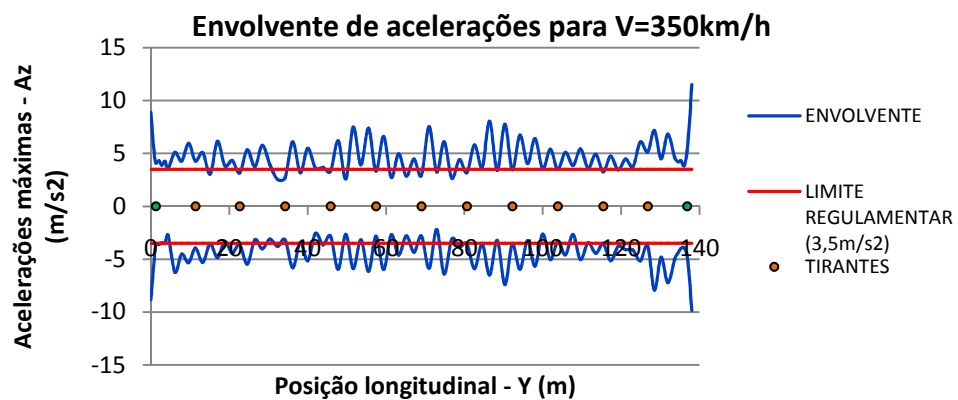
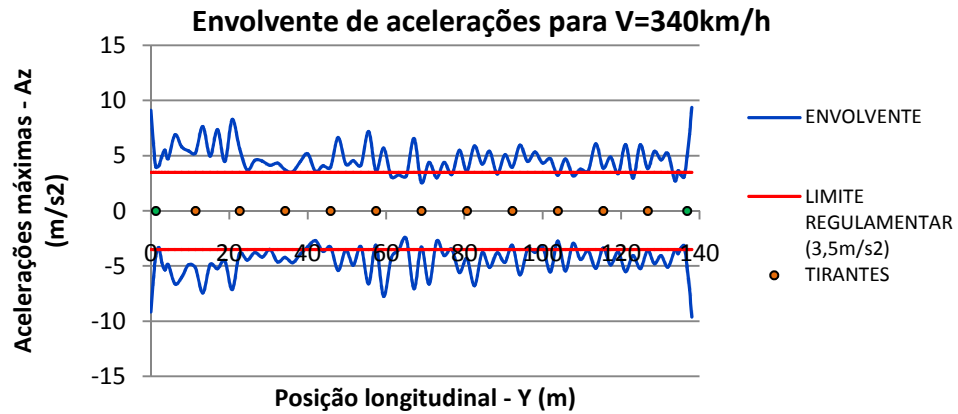
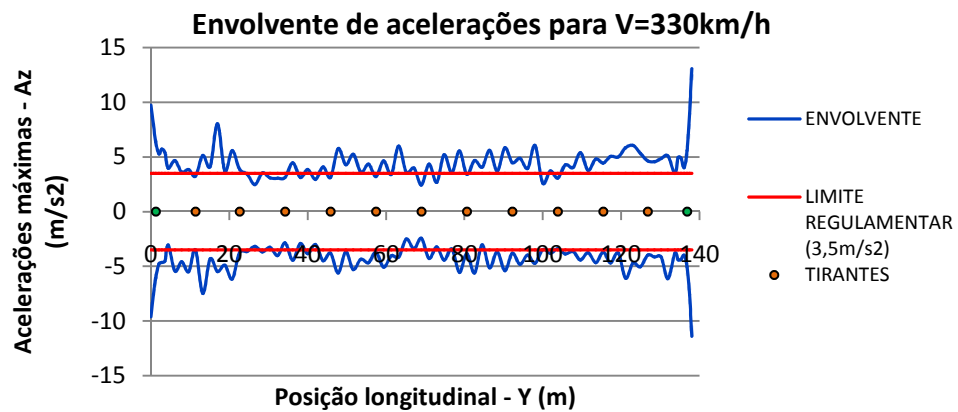
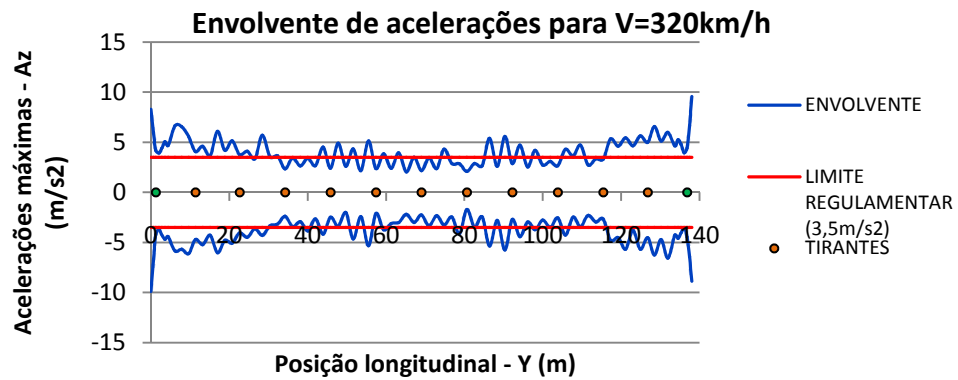


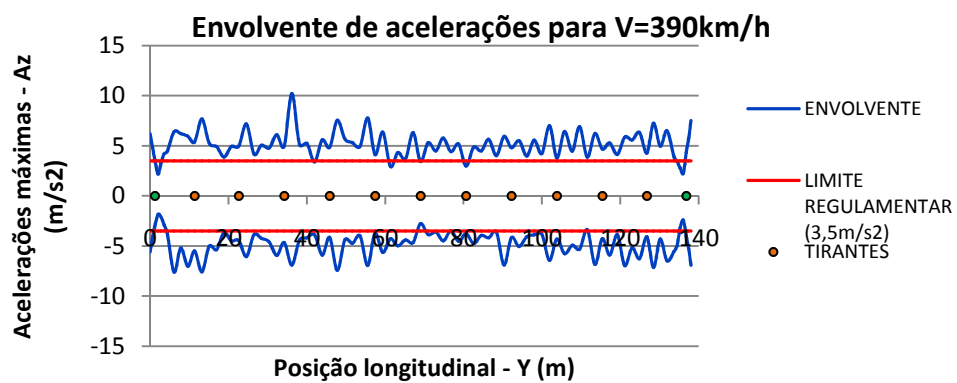
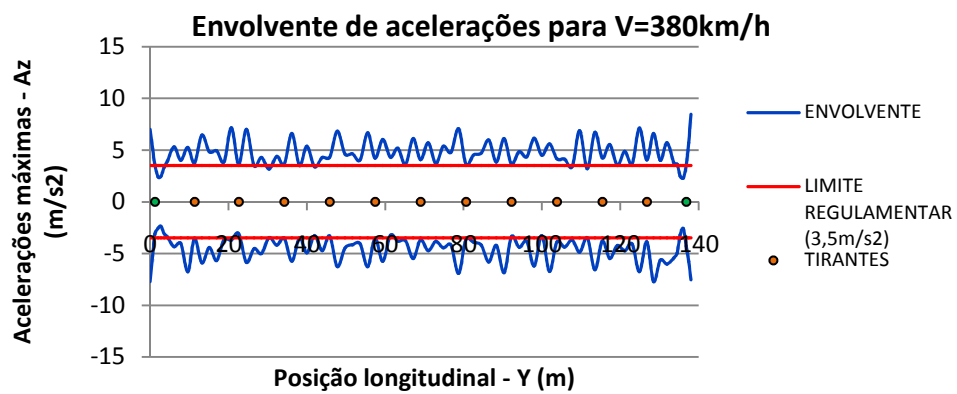
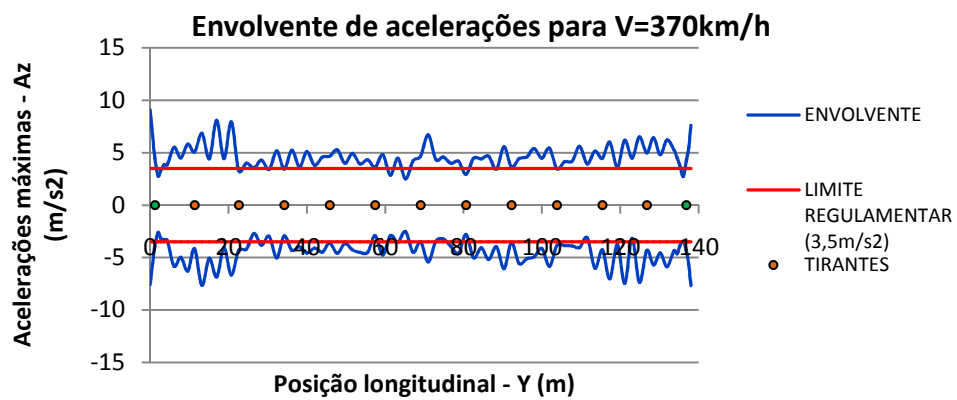
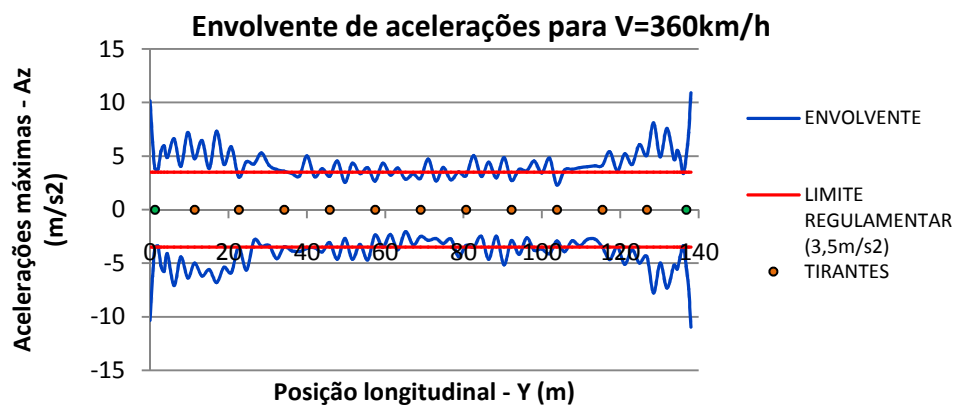


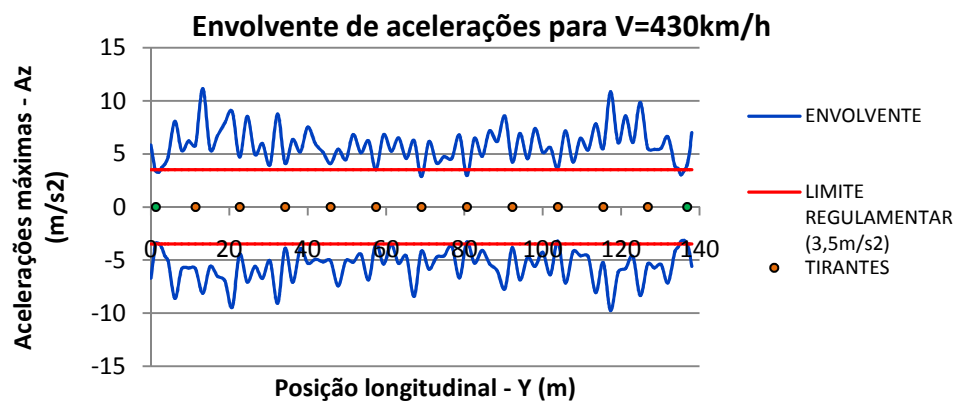
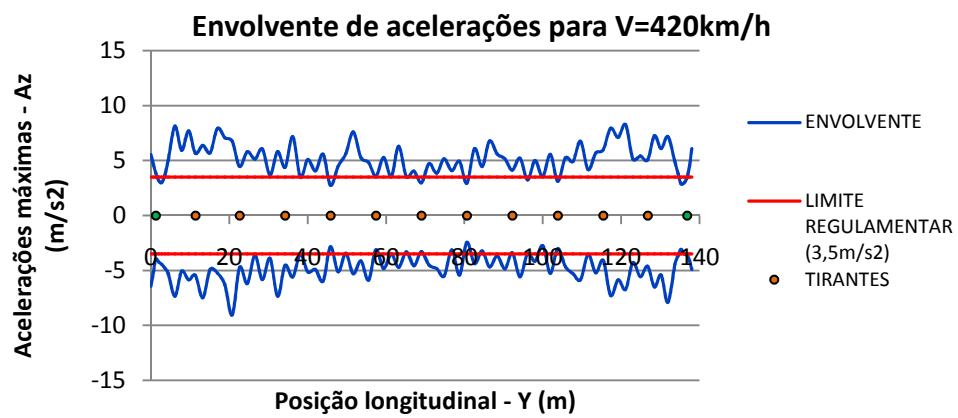
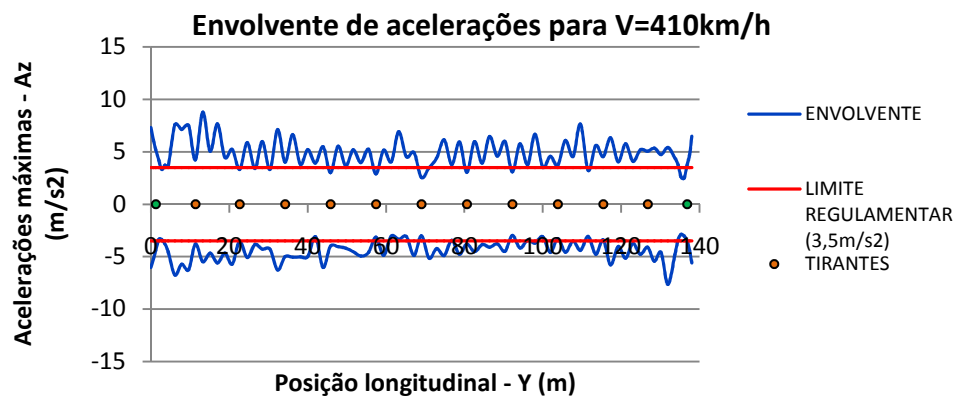
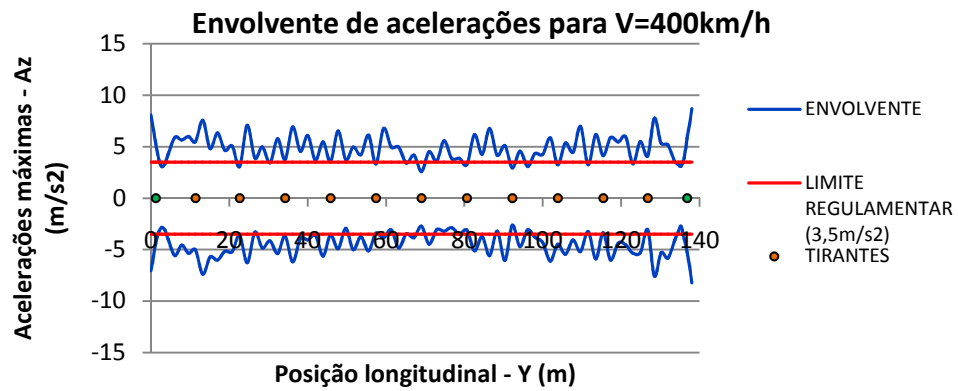


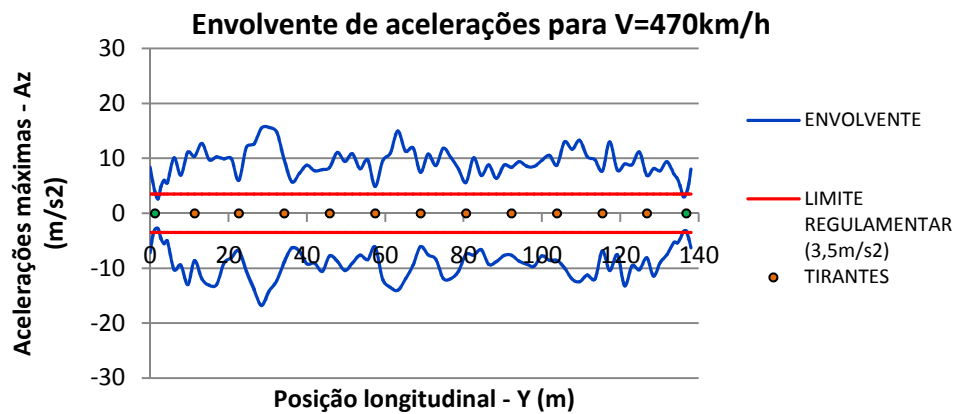
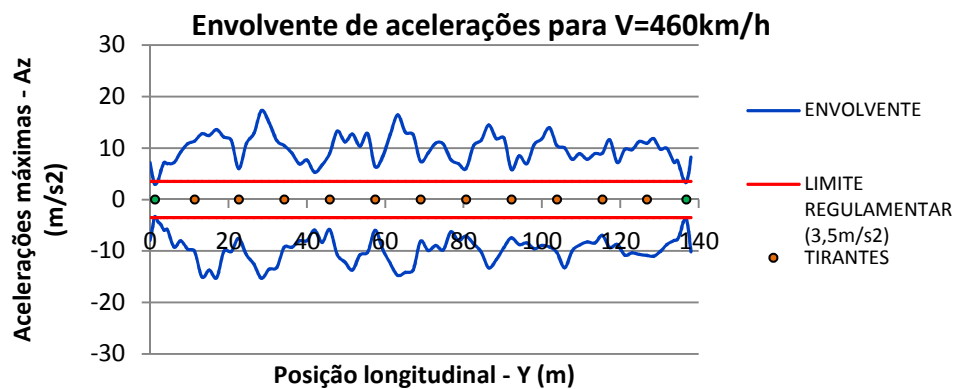
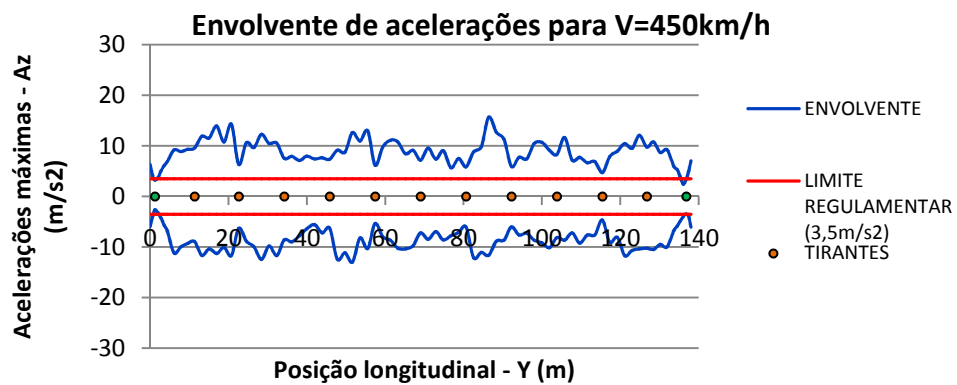
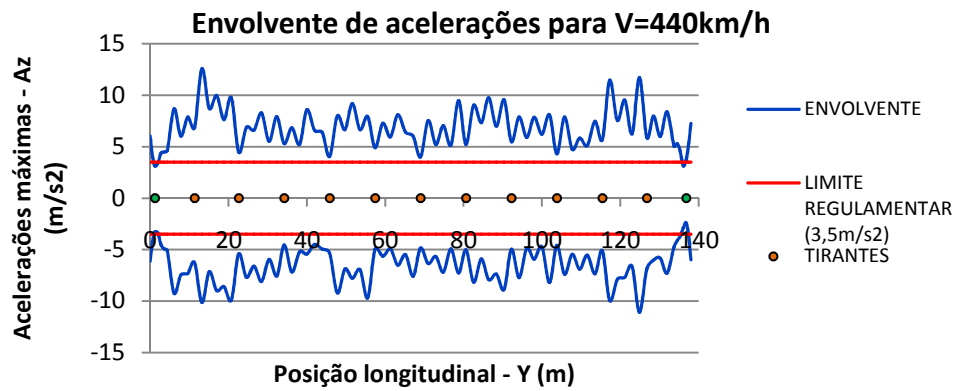


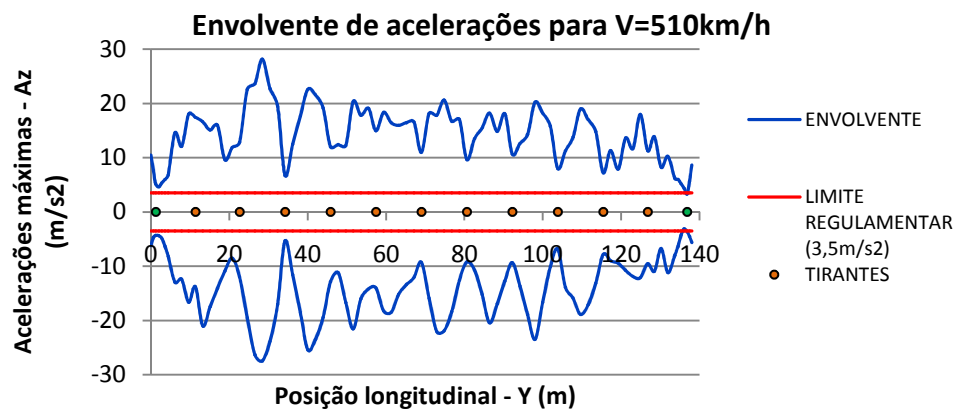
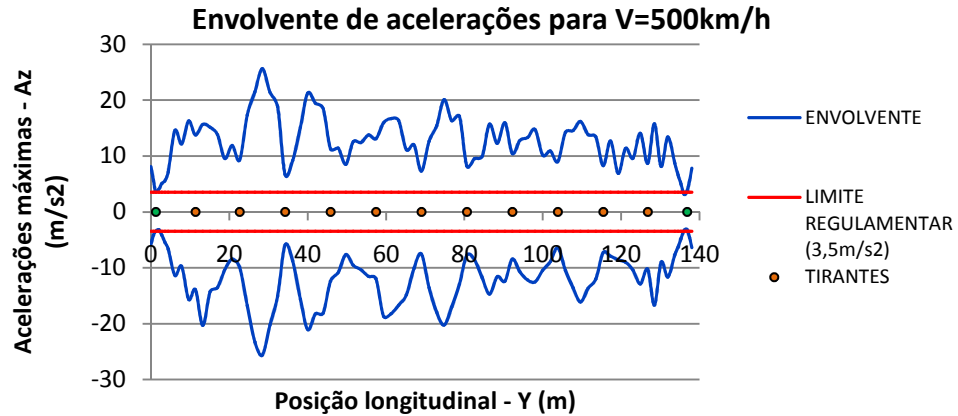
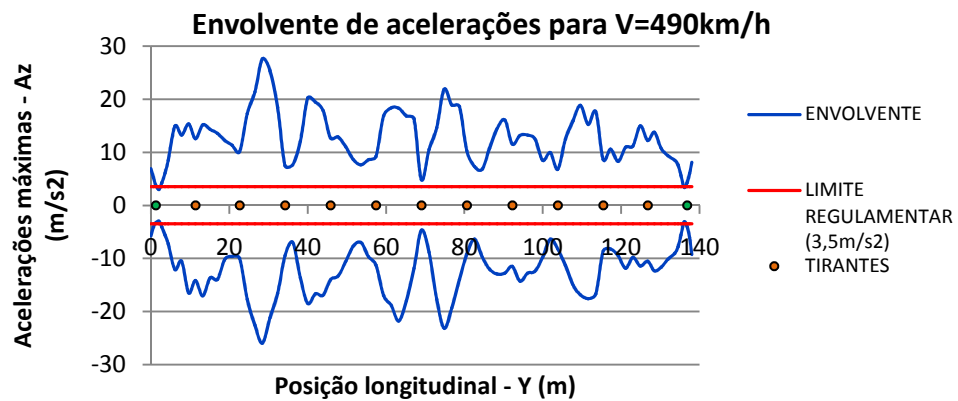
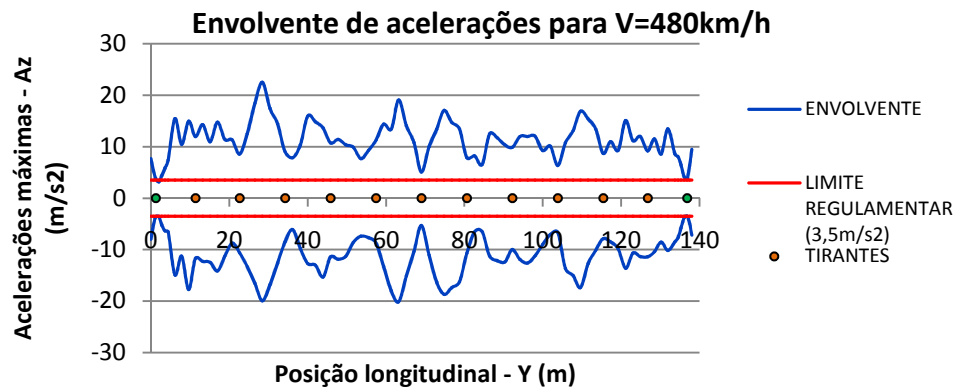






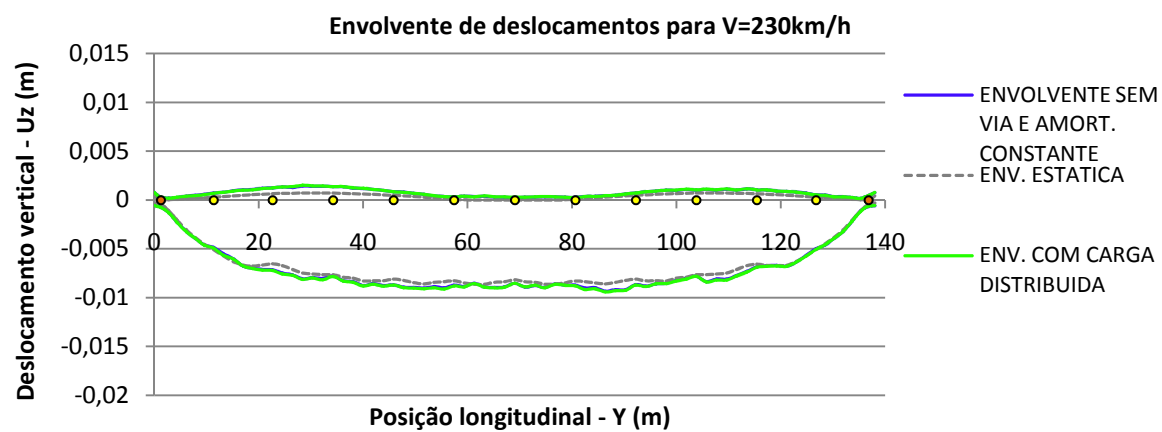
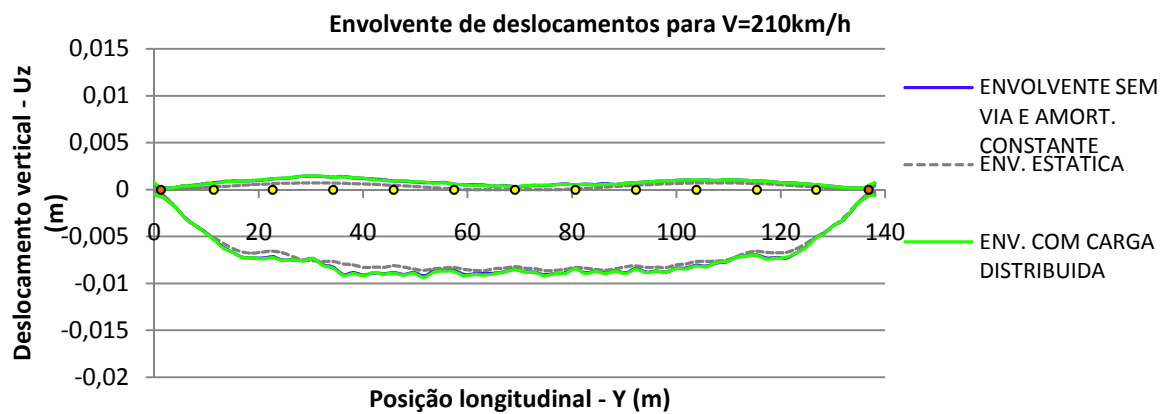
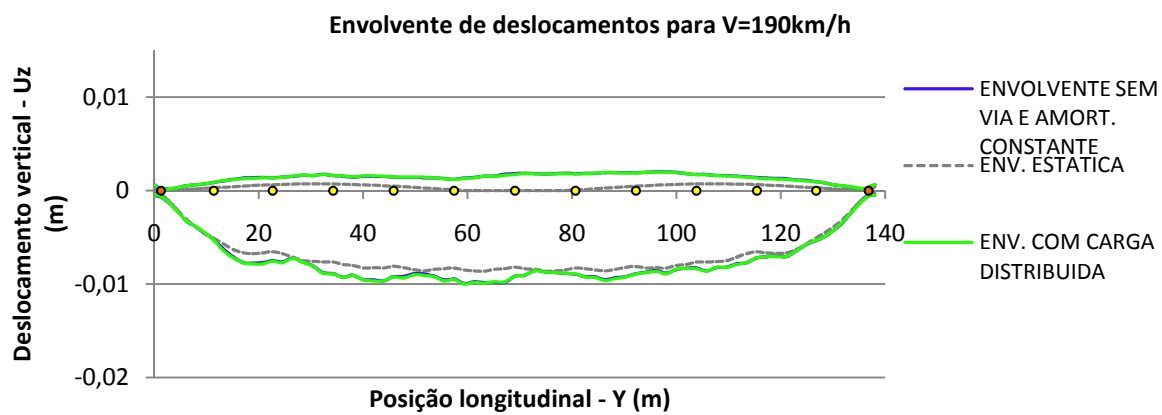
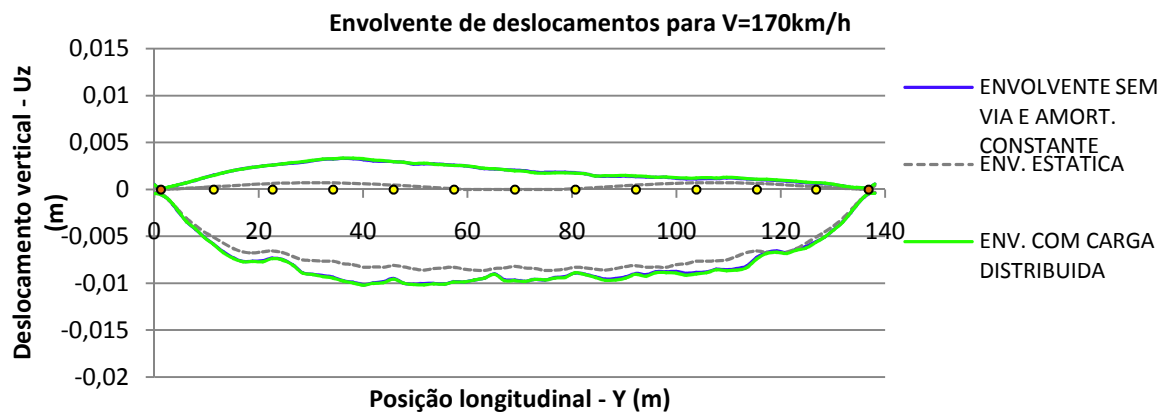


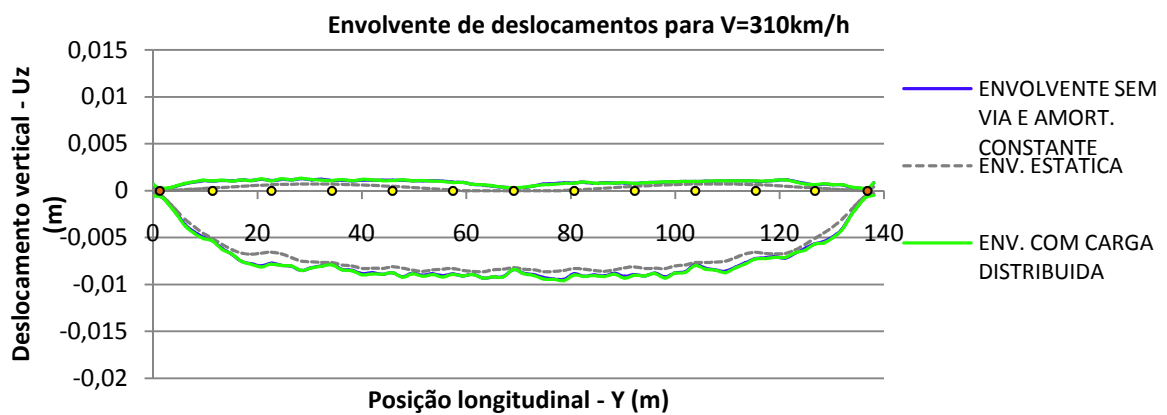
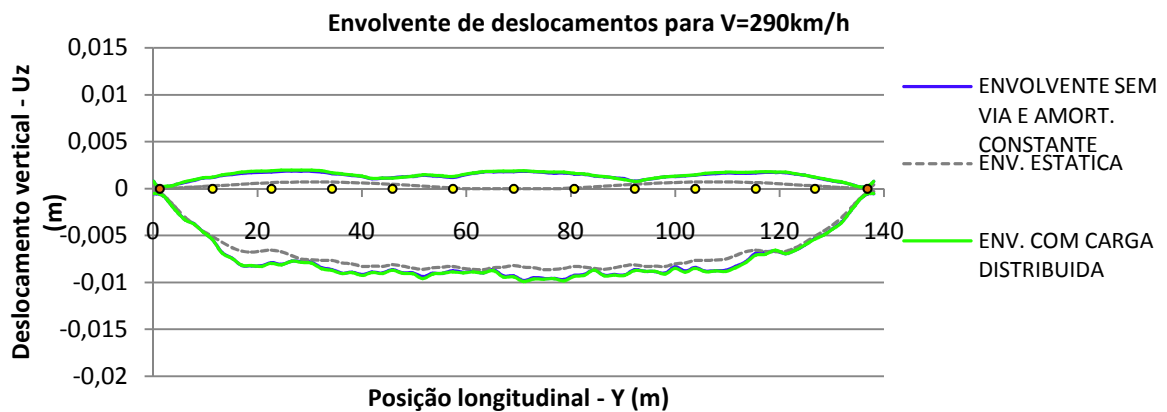
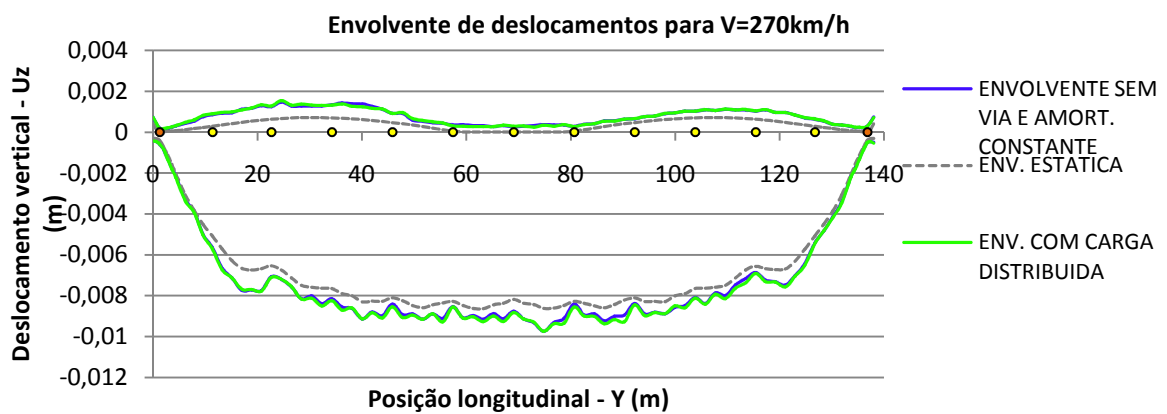
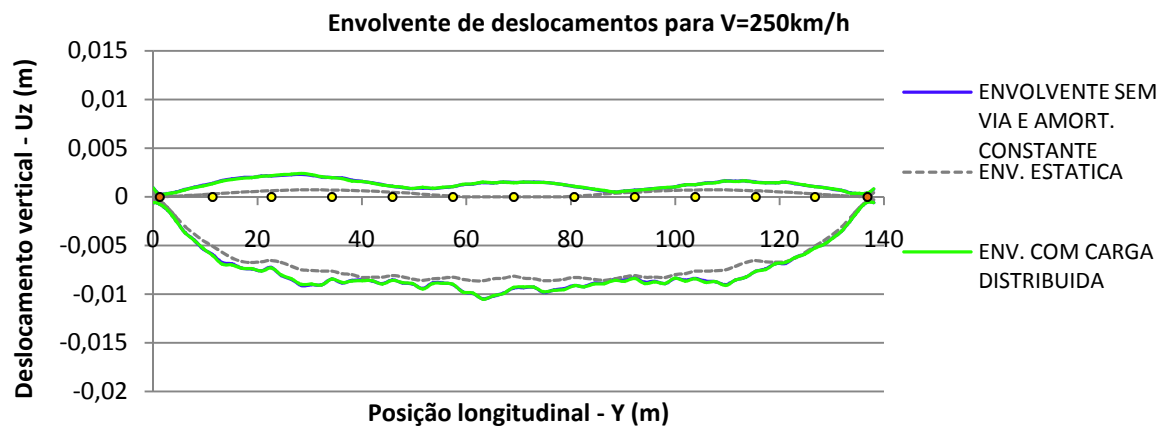


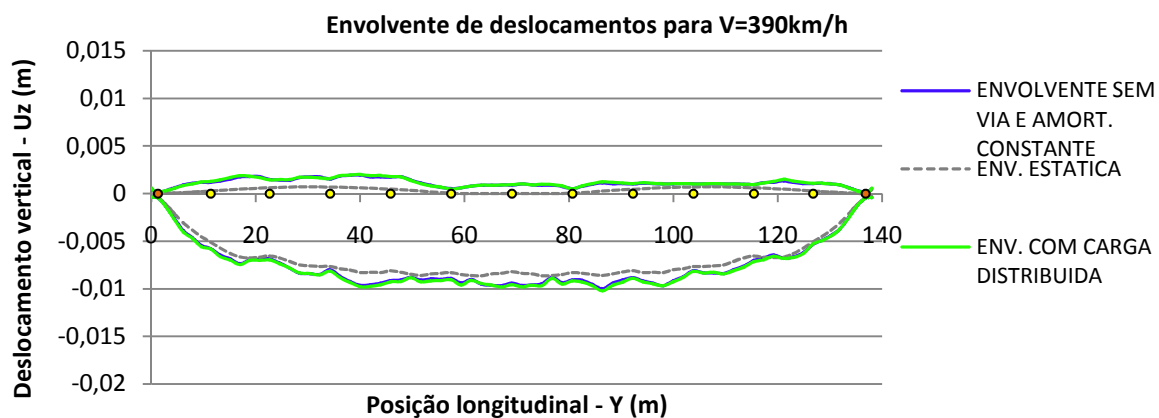
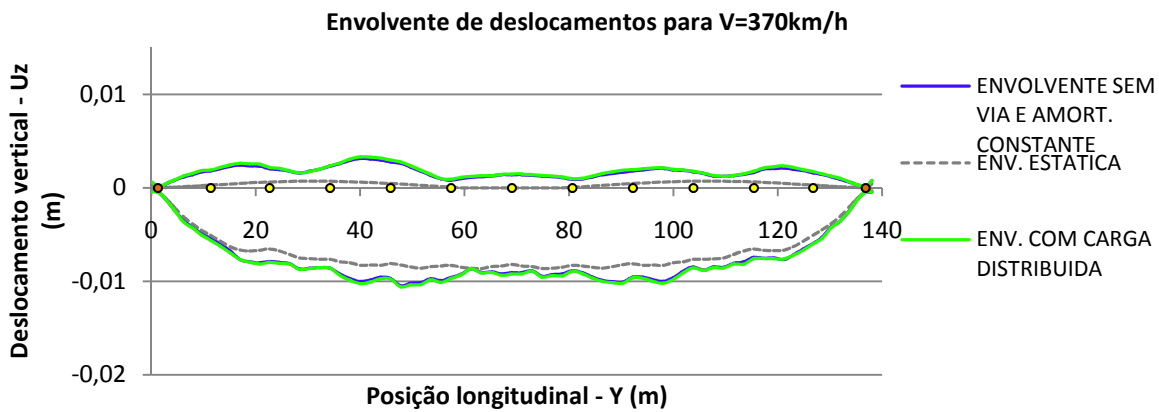
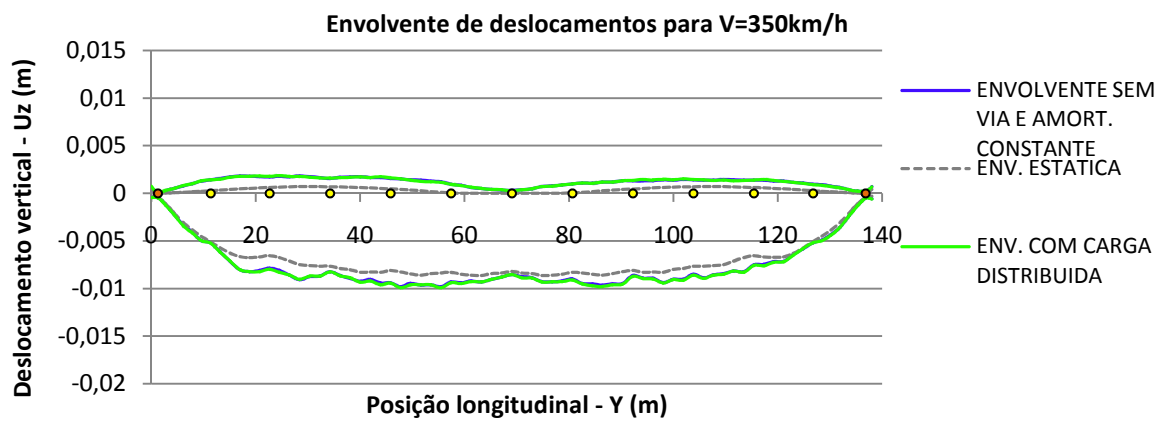
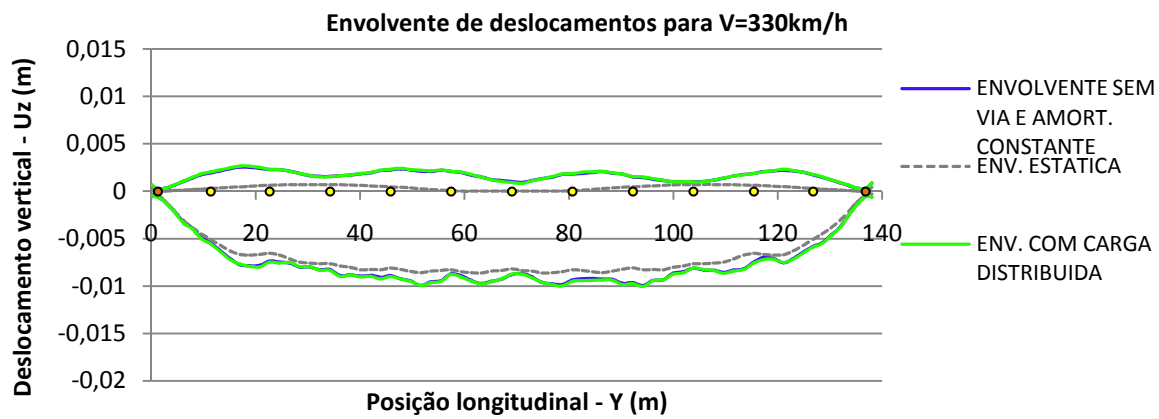


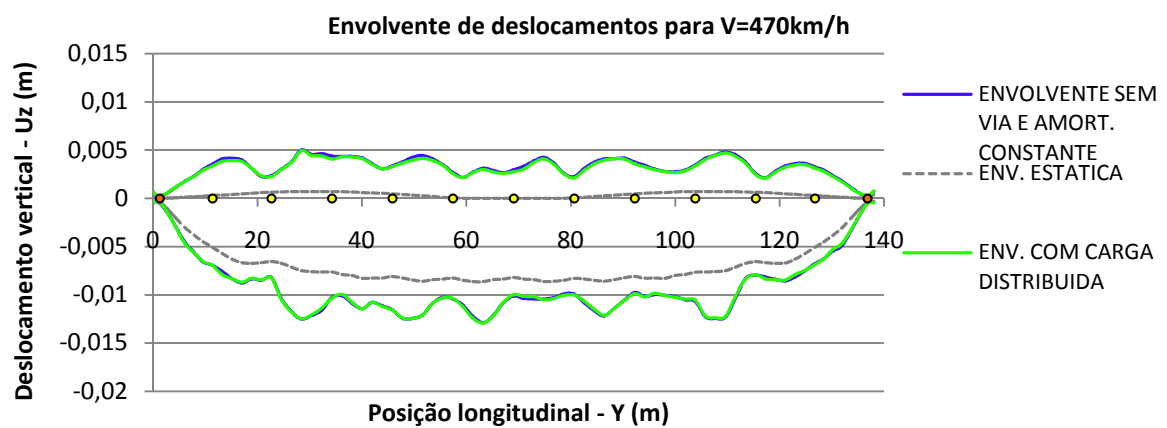
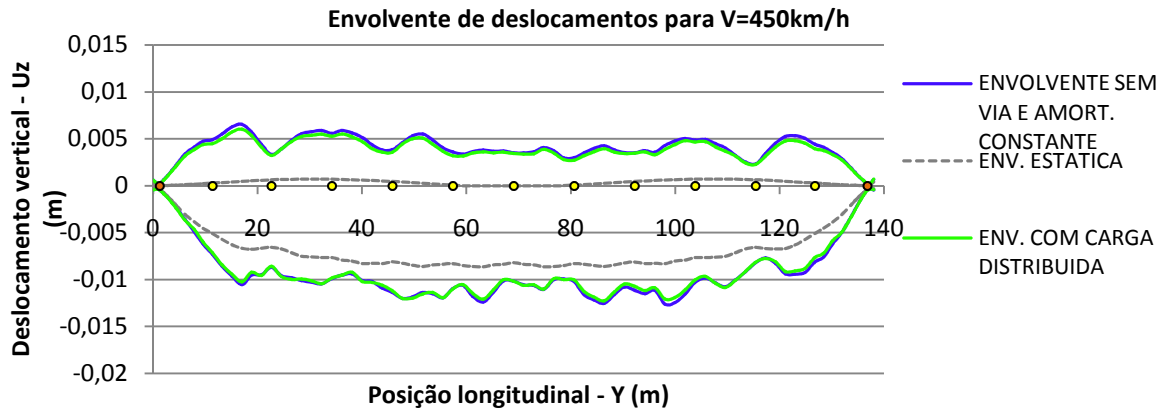
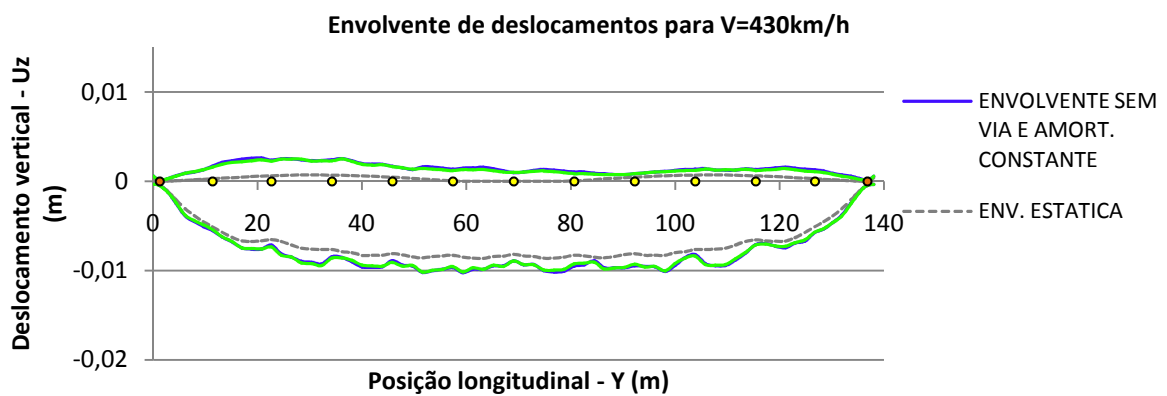
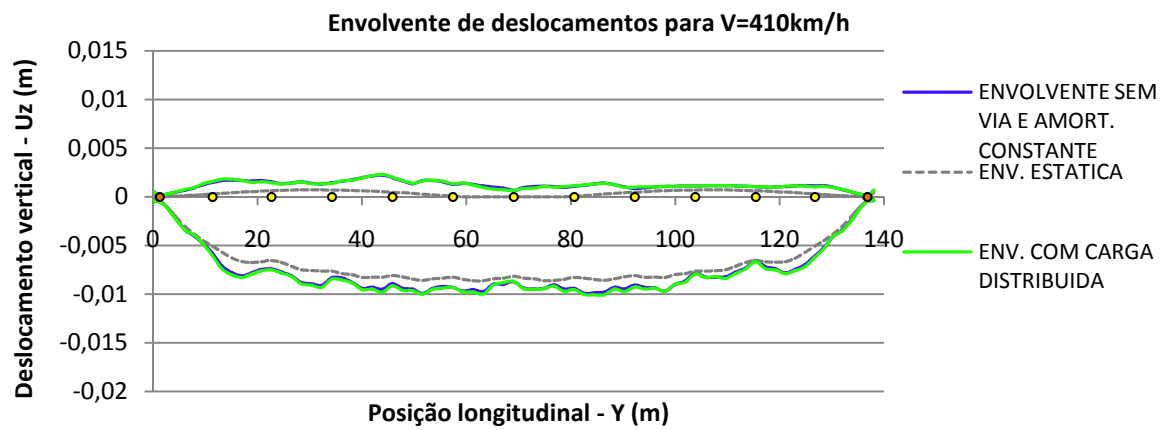
ANEXO VI

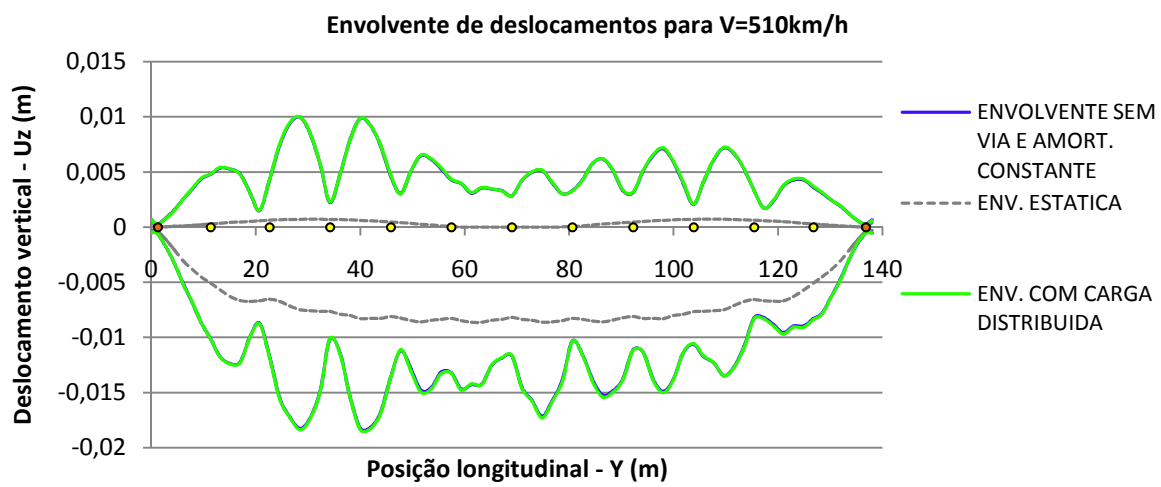
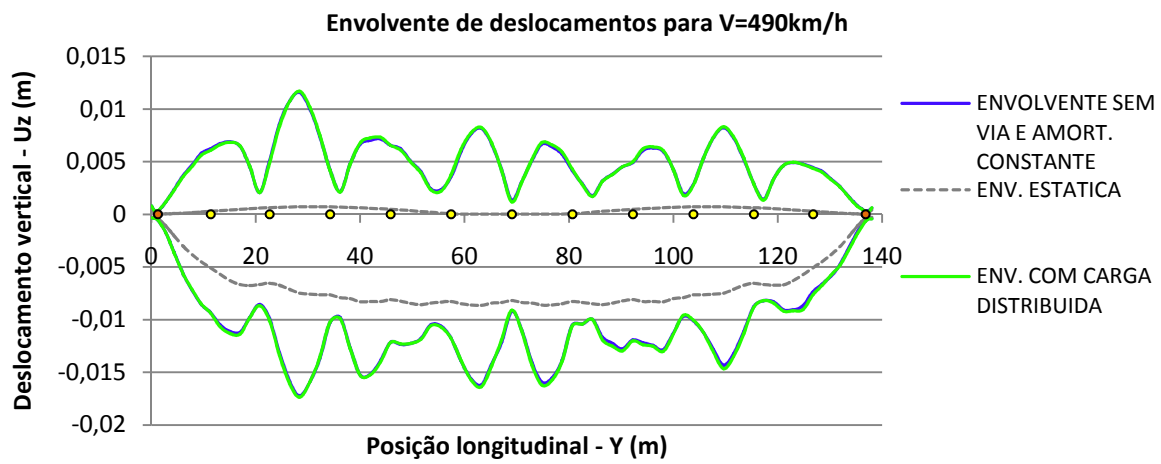
RESULTADOS COM CARGA DISTRIBUÍDA

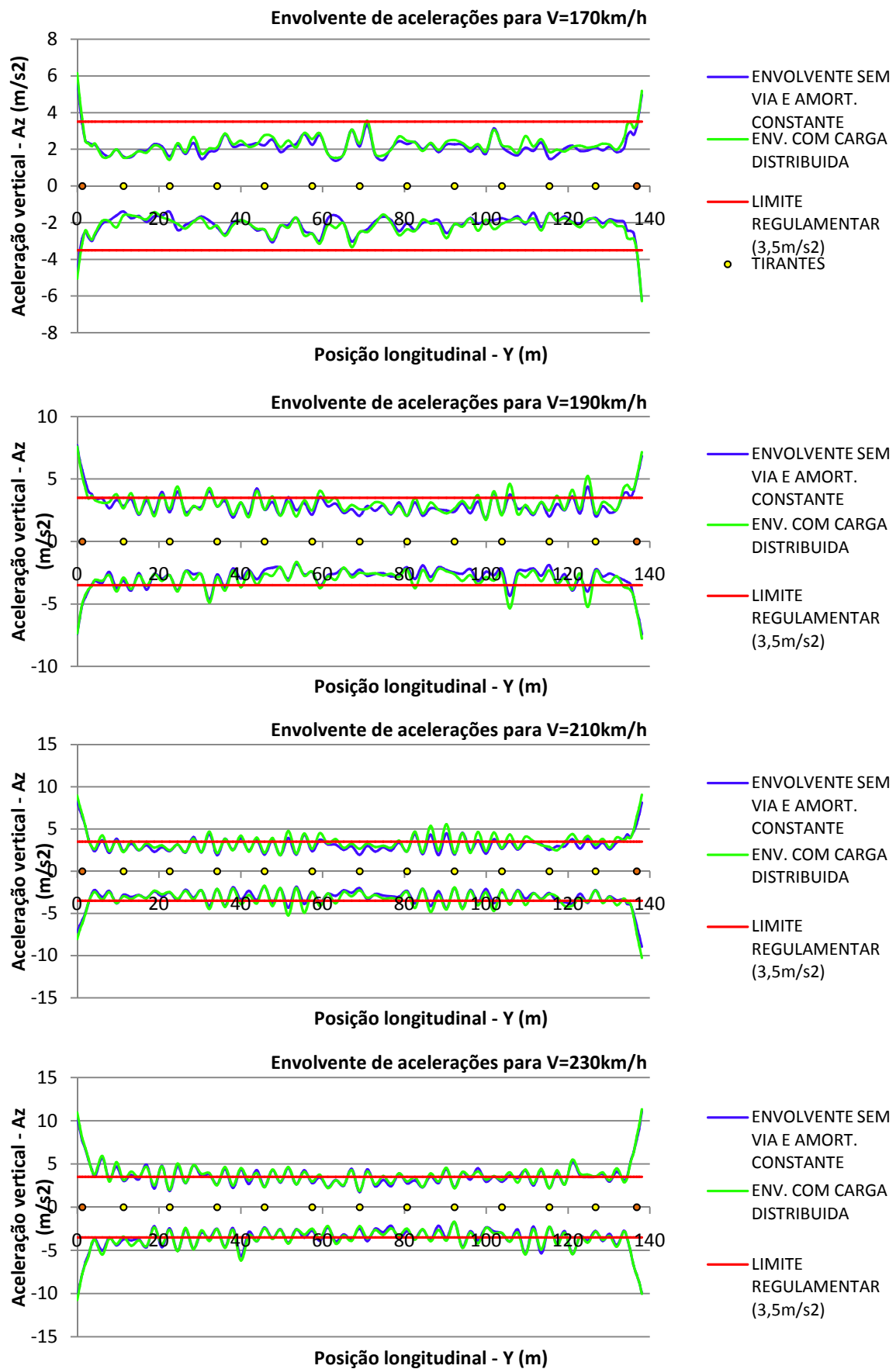


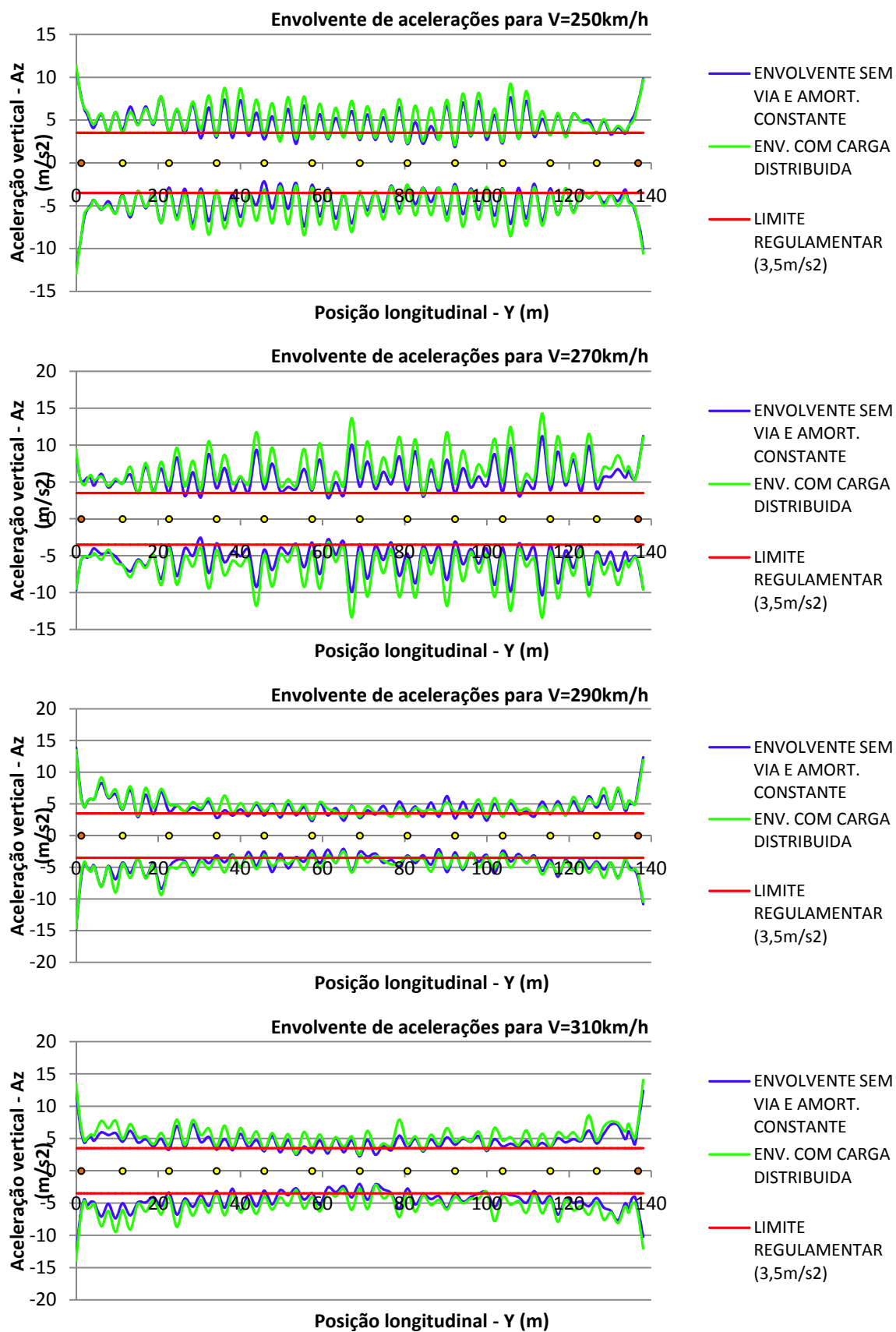


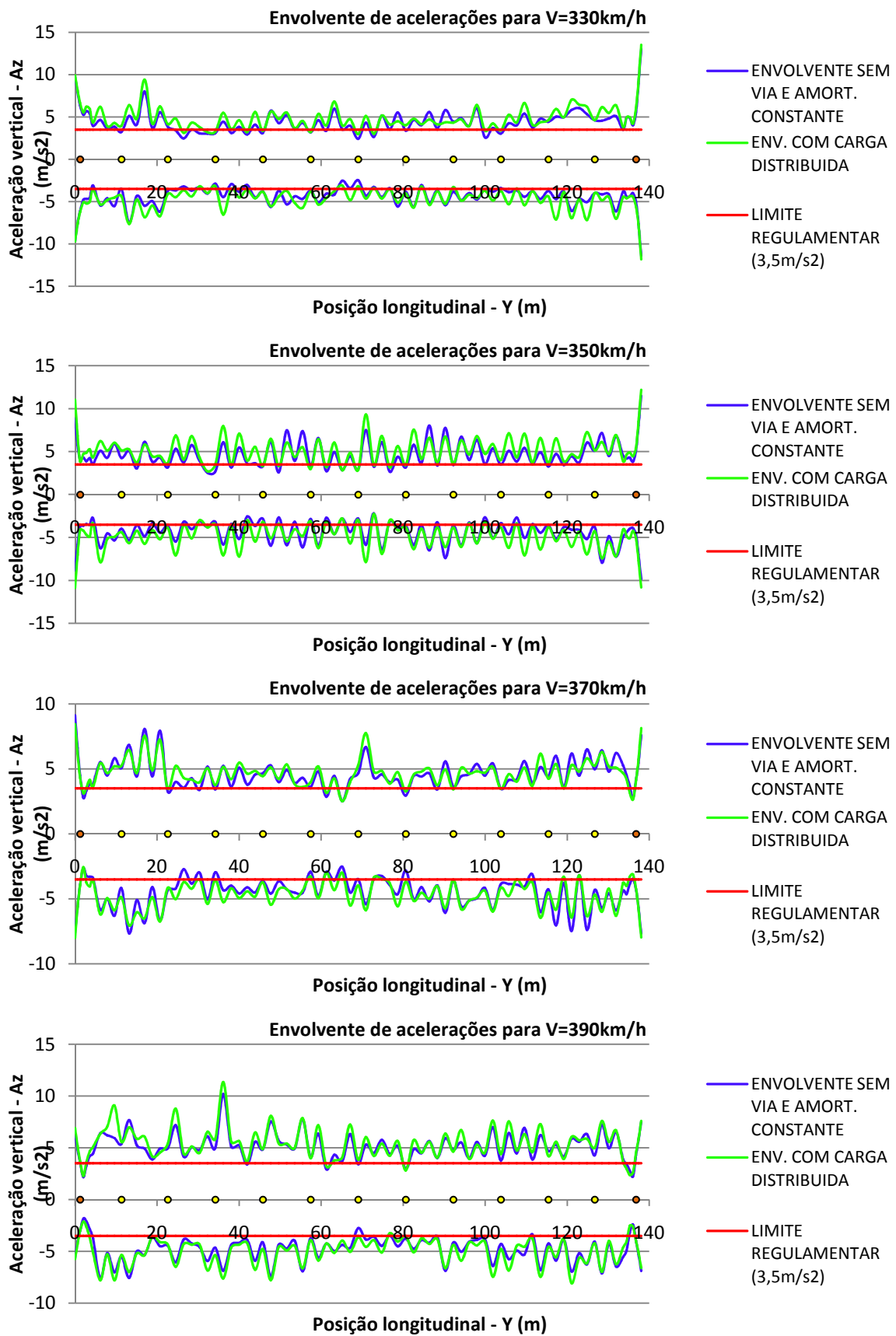


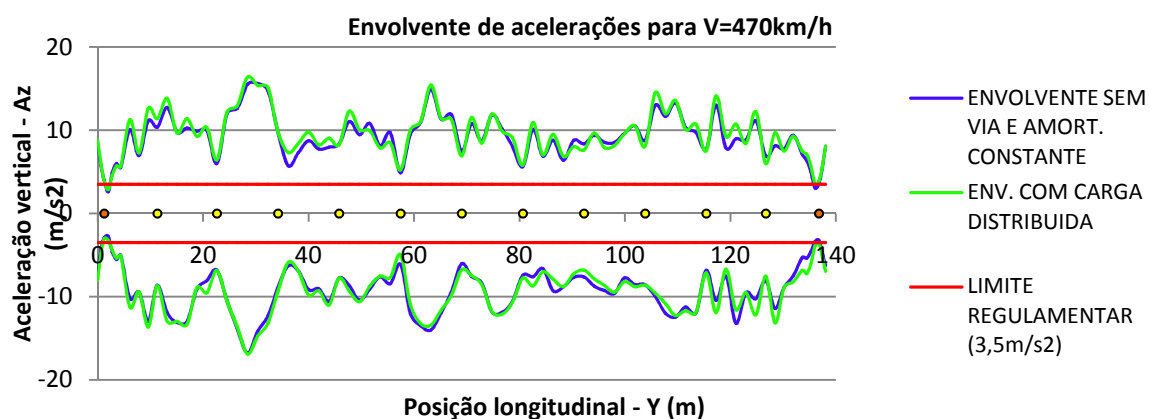
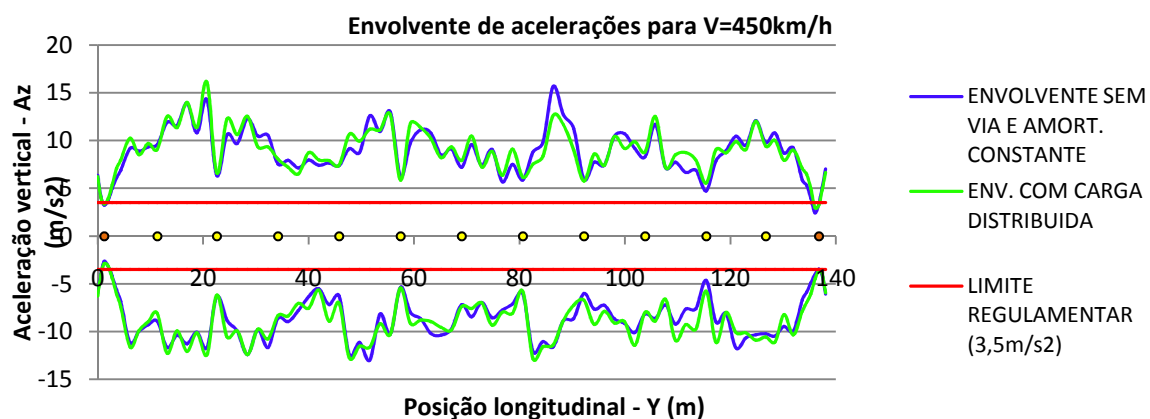
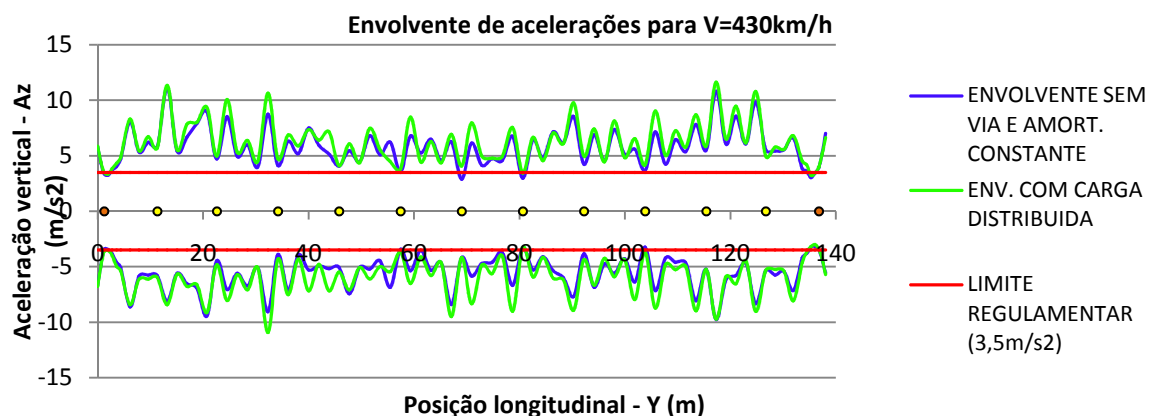
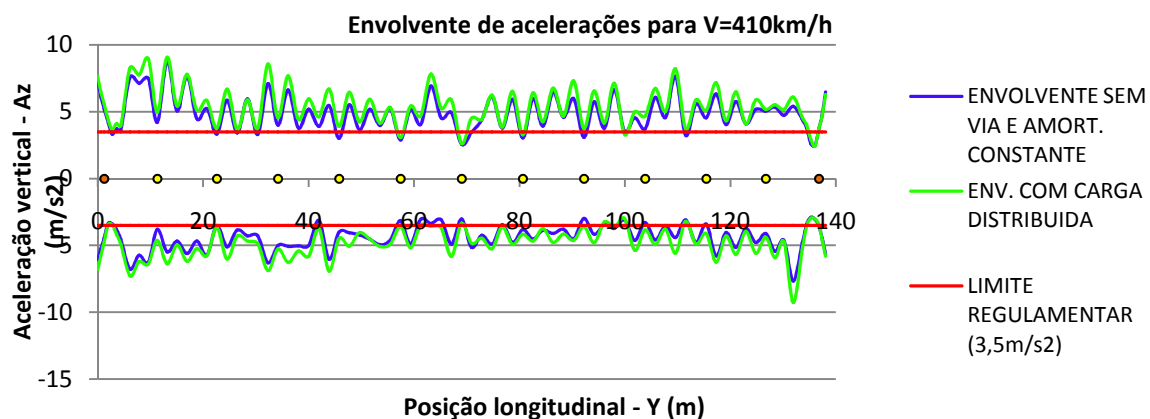


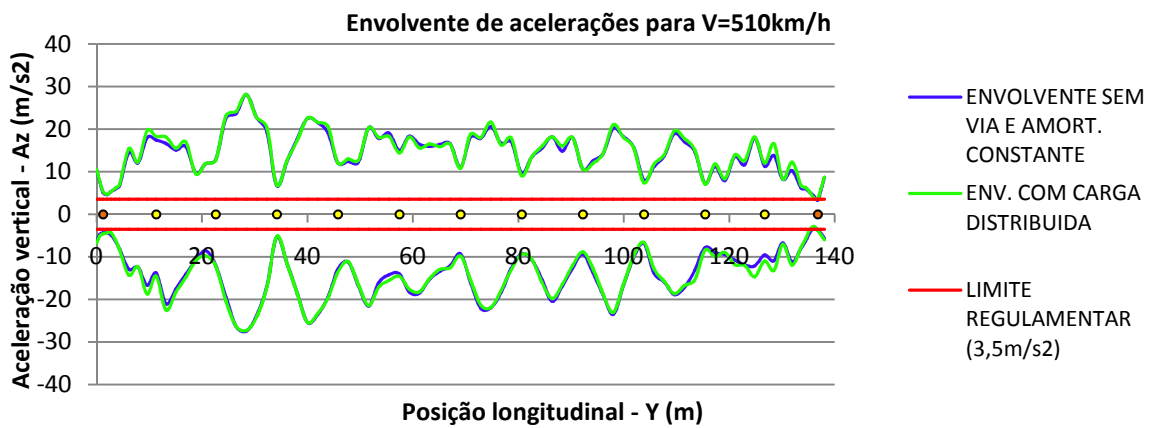
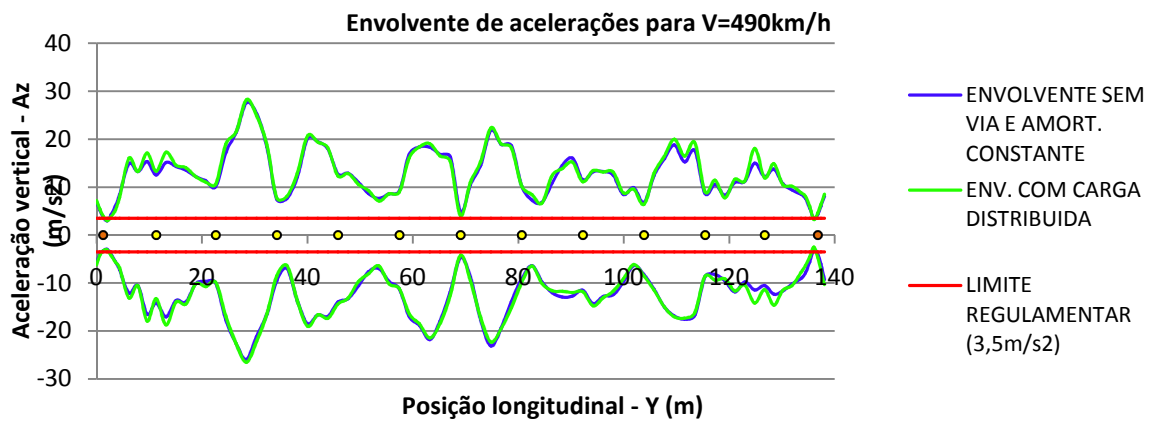






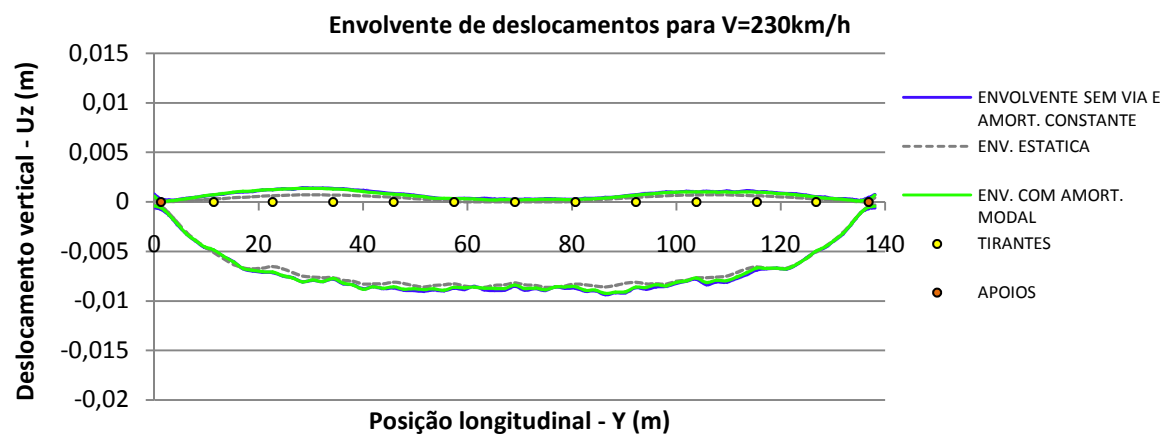
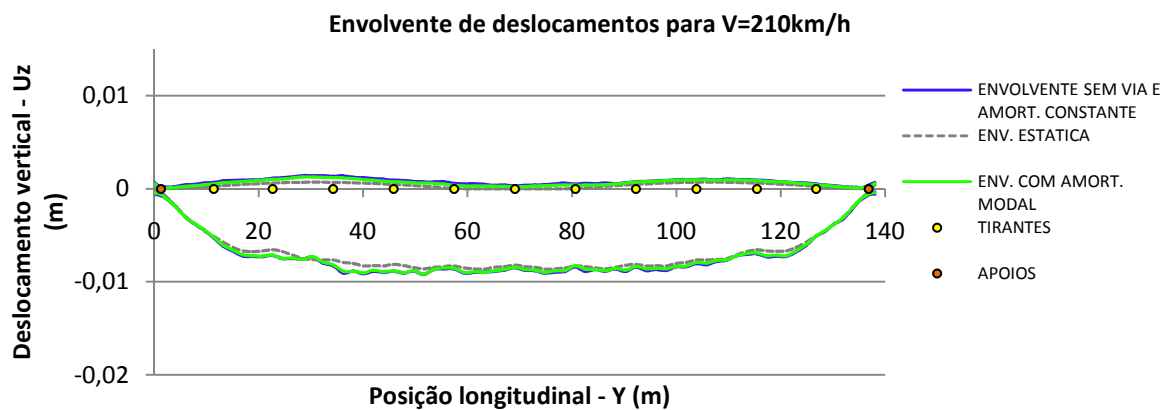
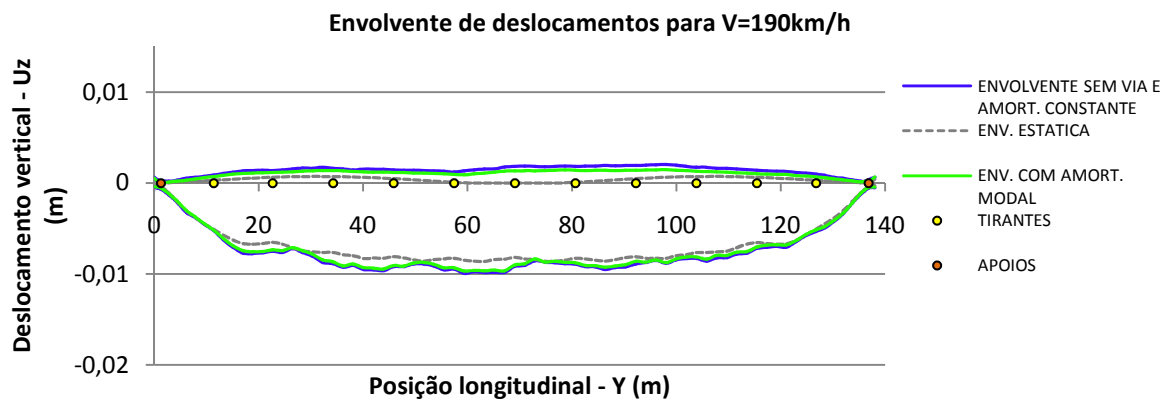
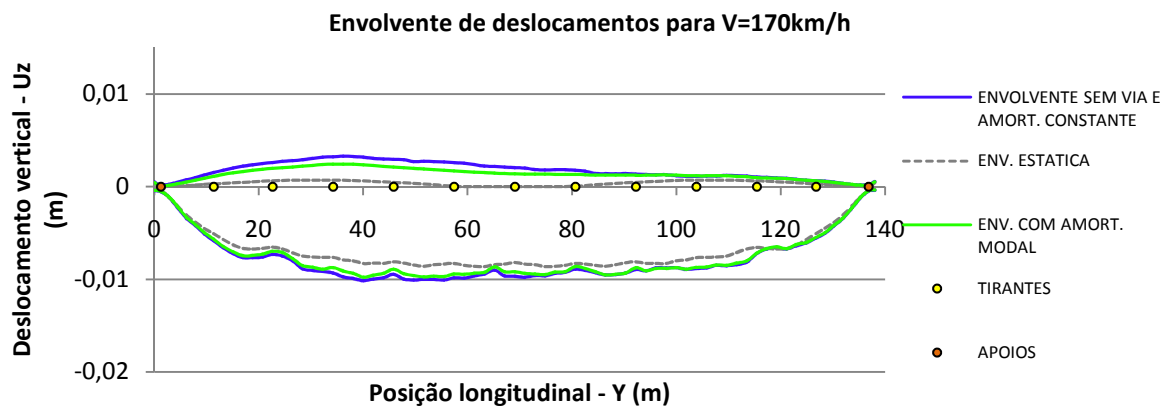


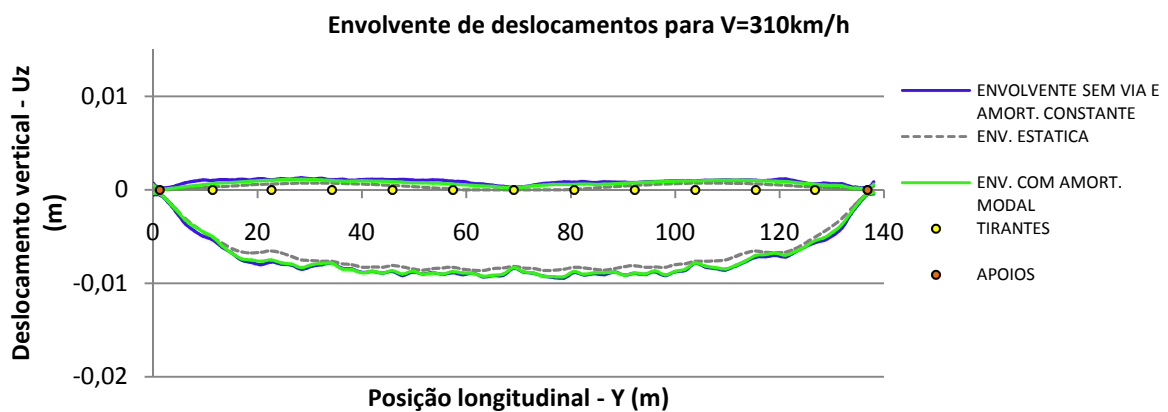
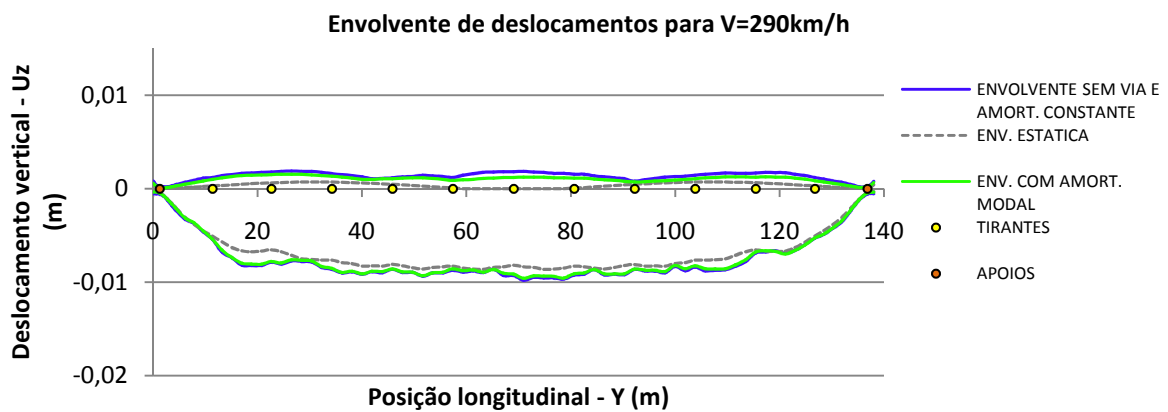
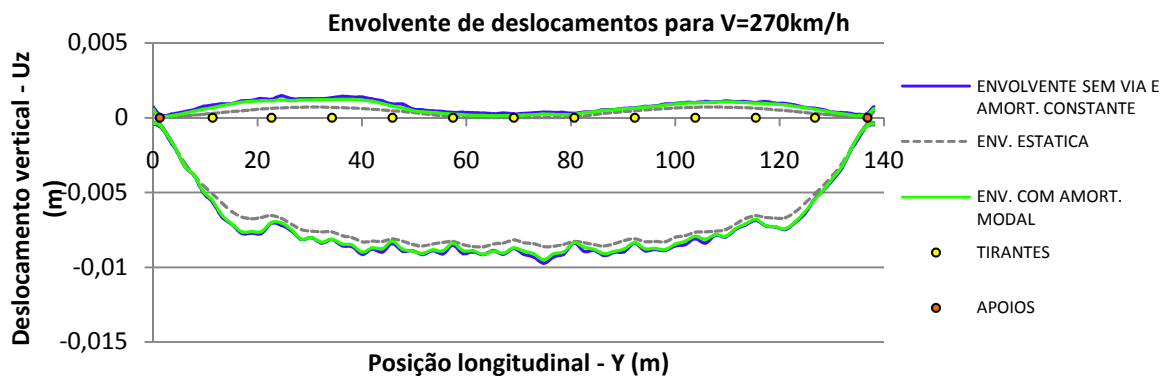
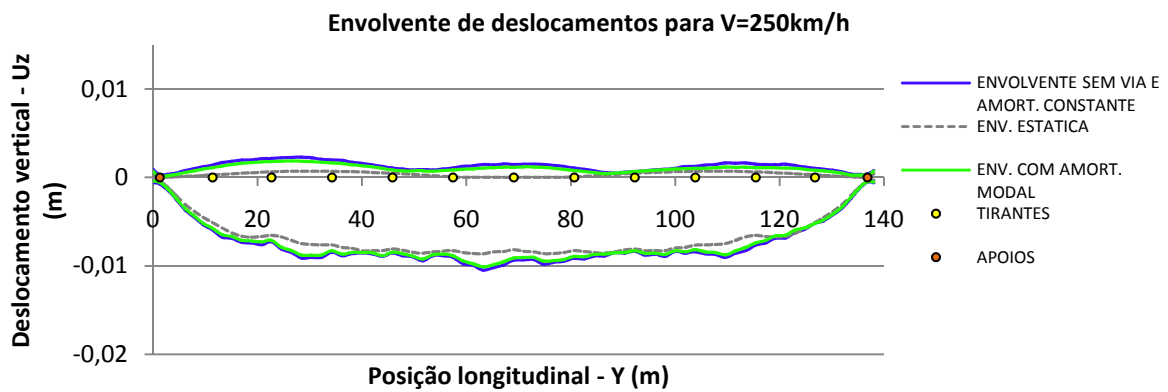


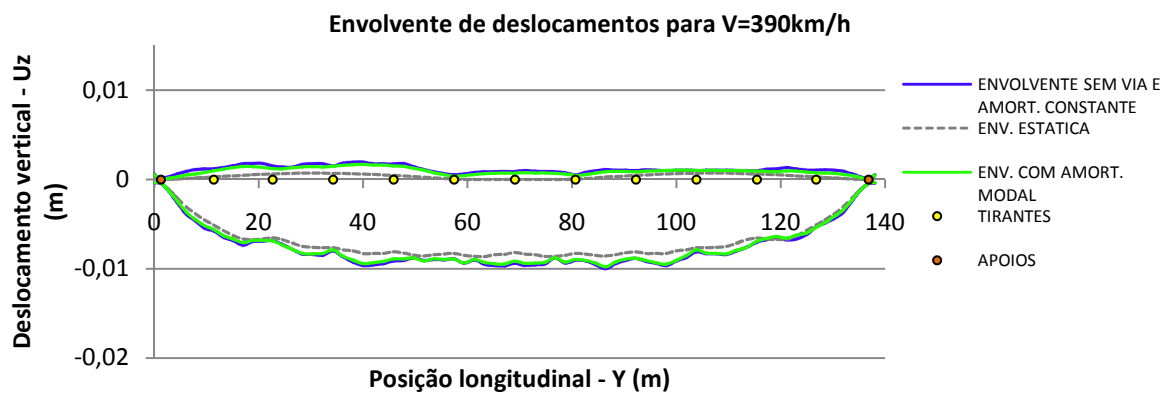
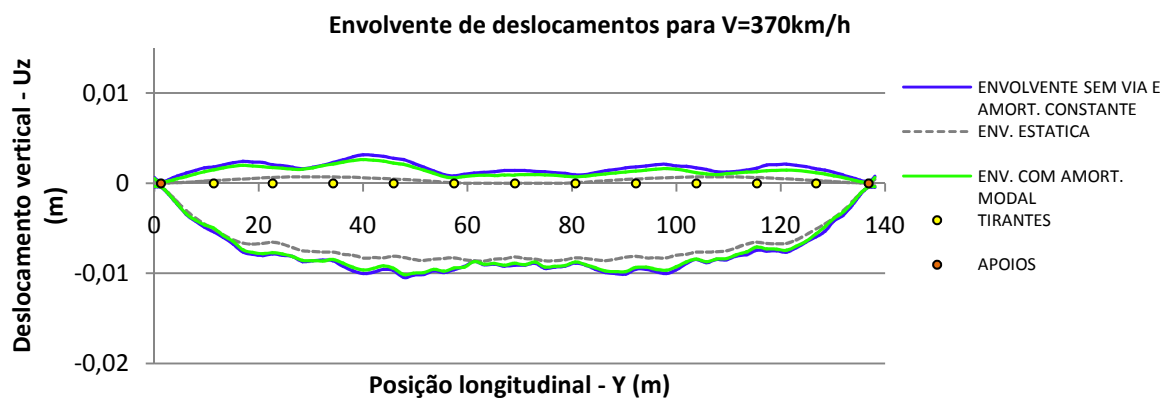
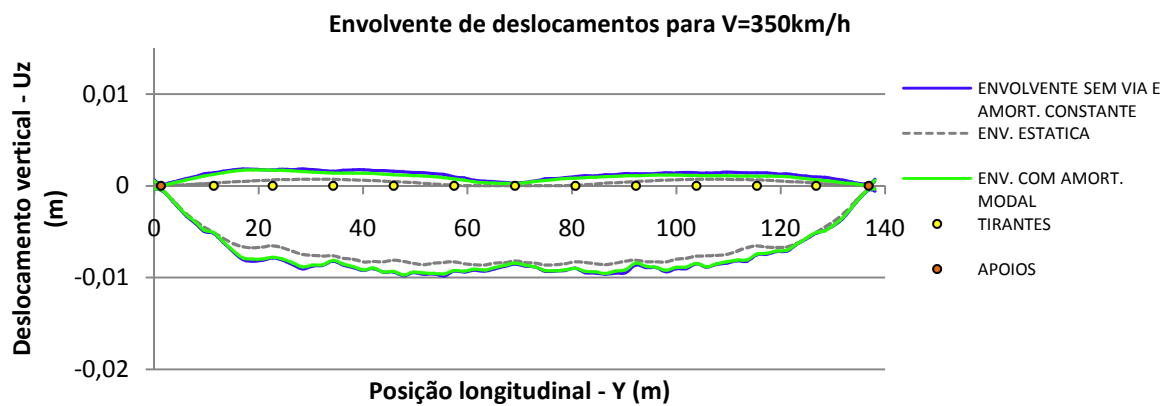
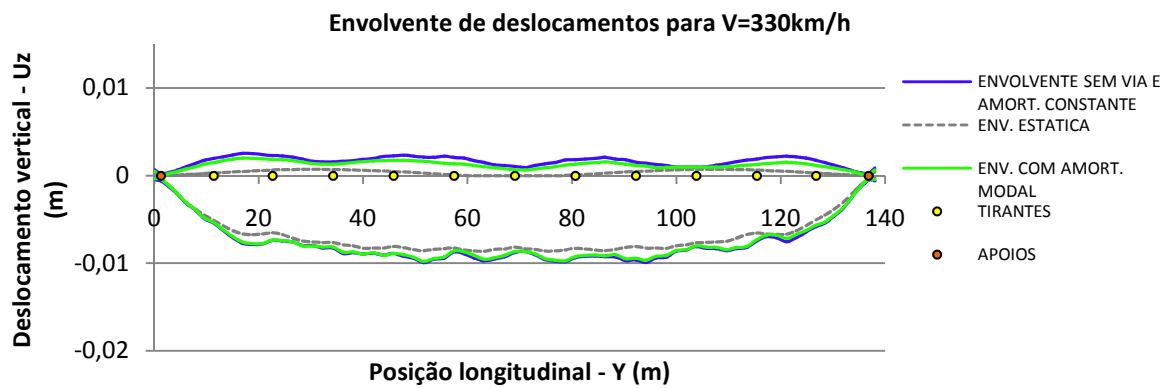


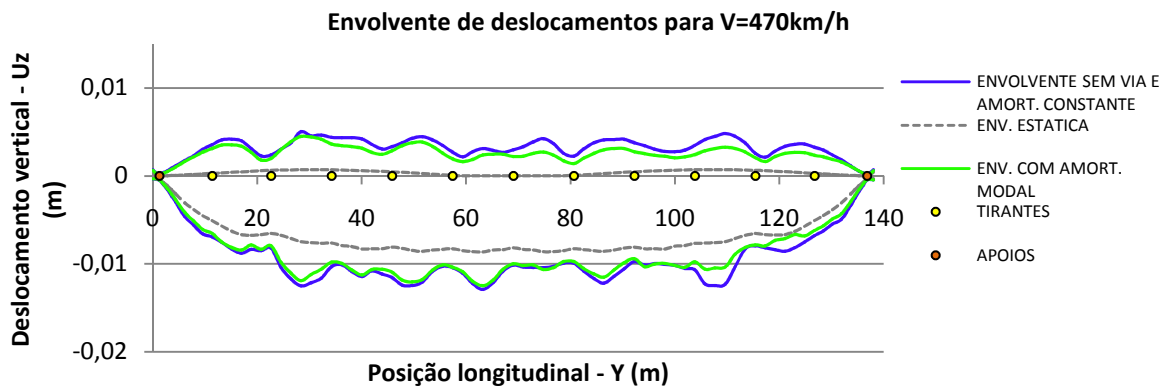
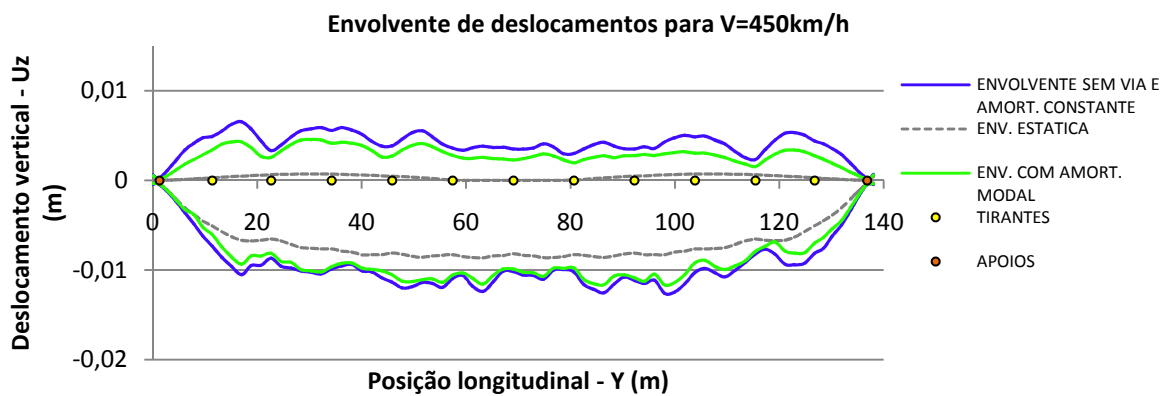
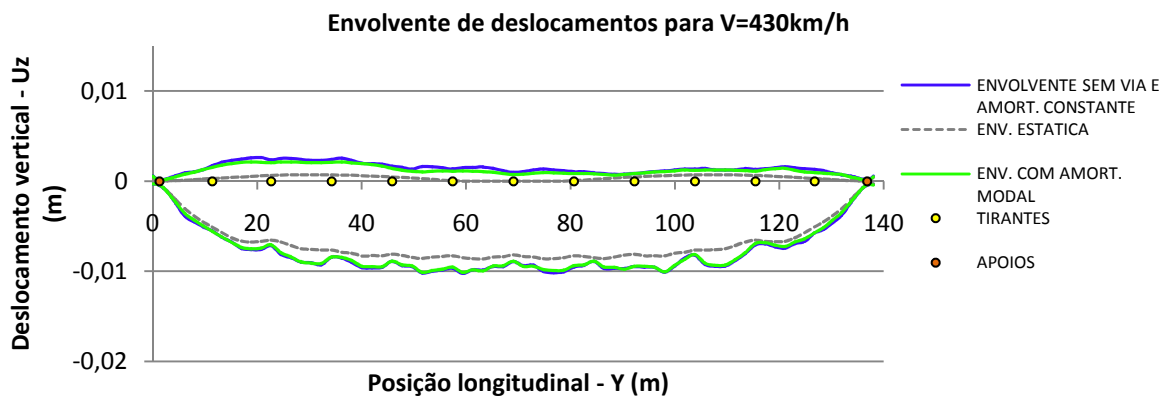
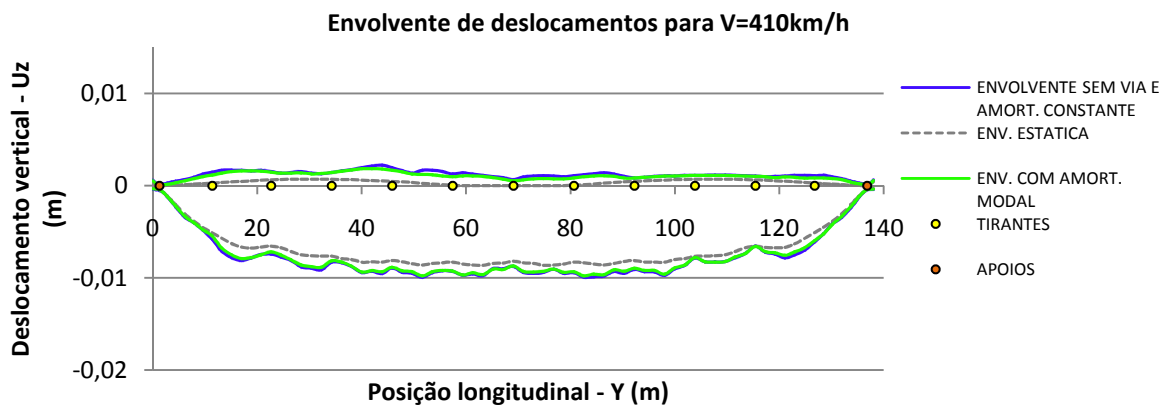
ANEXO VII

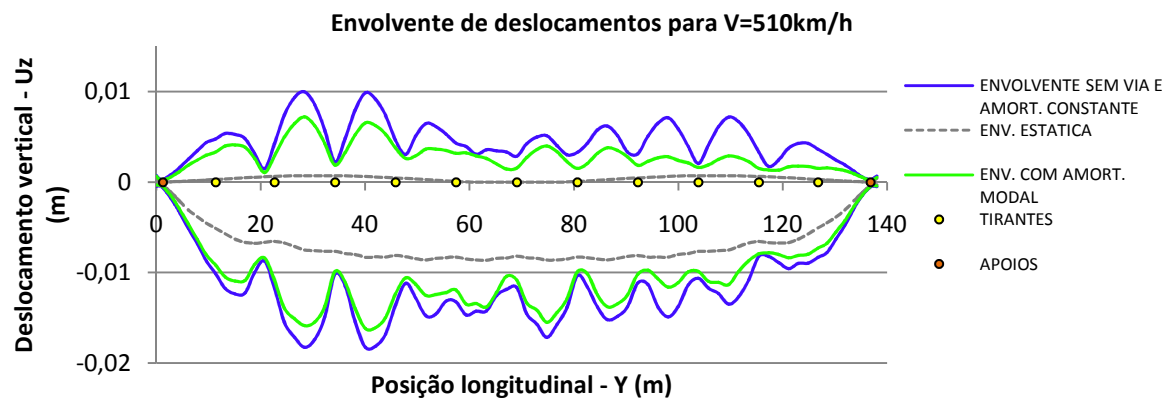
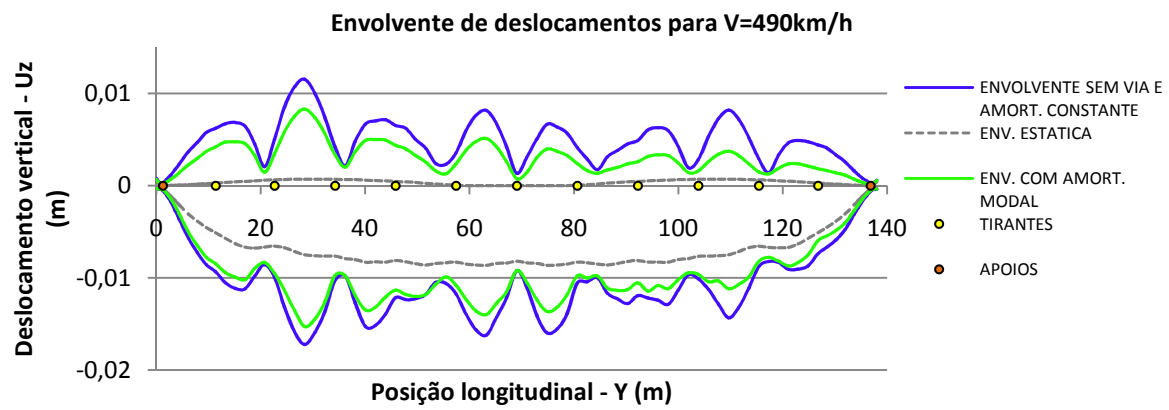
RESULTADOS COM AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS

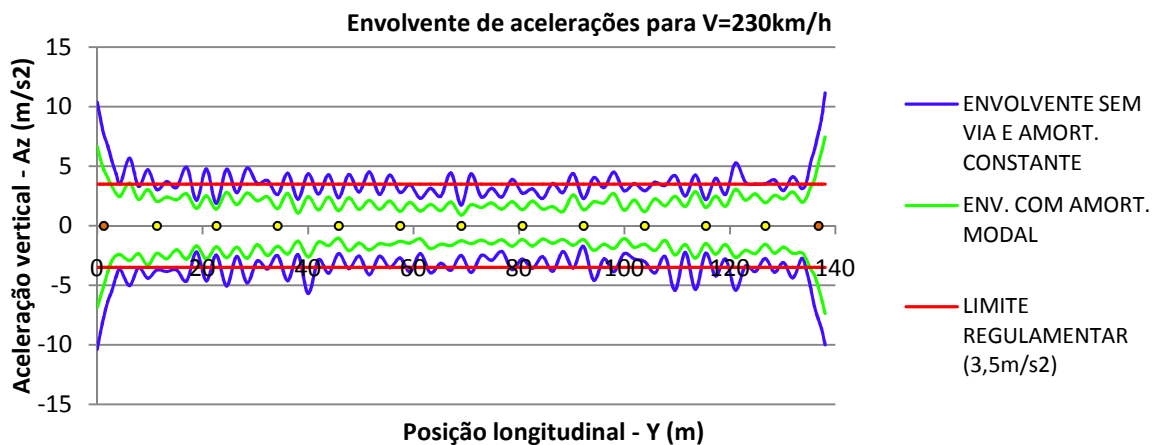
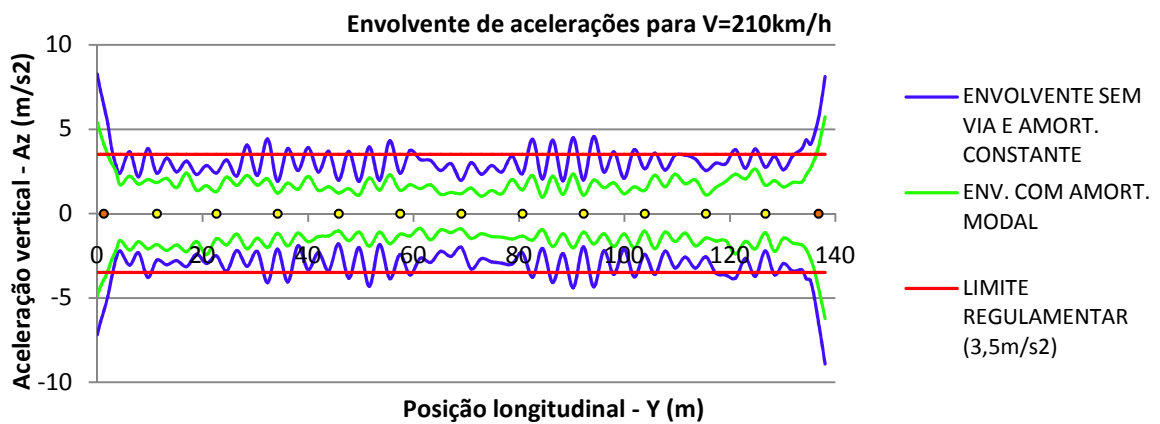
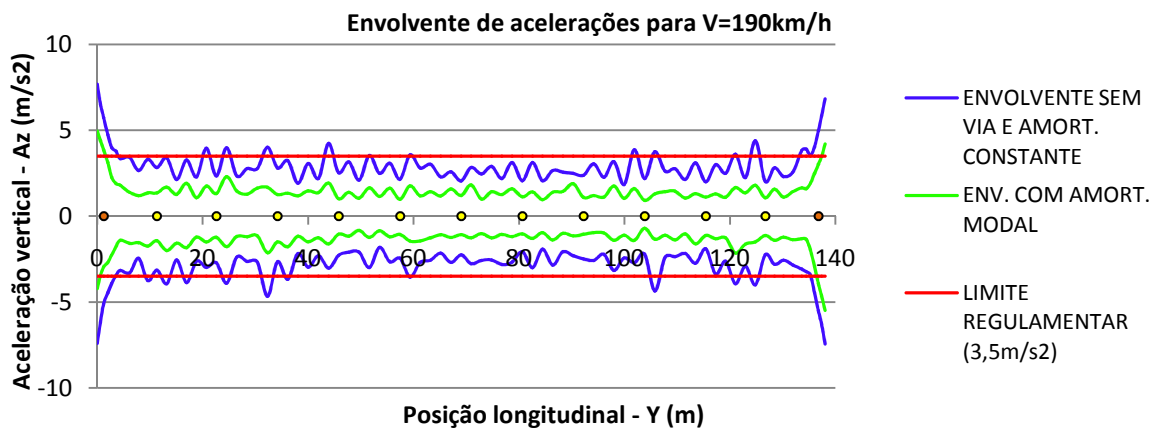
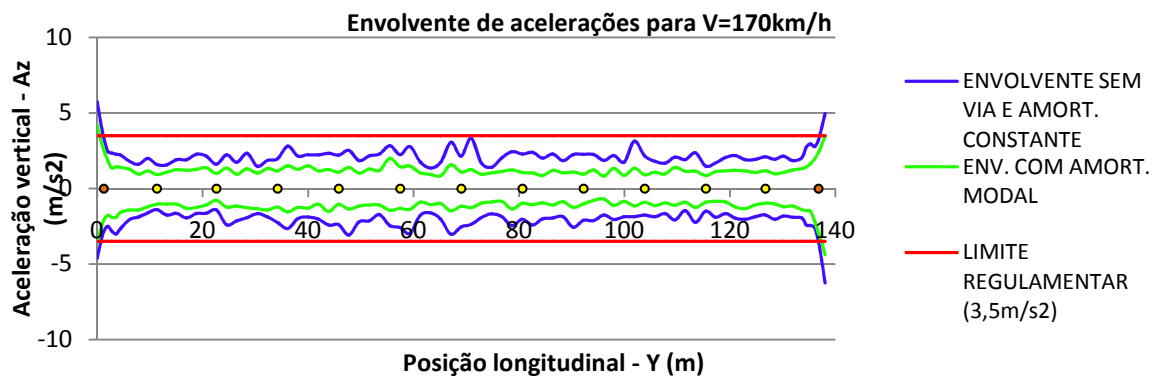


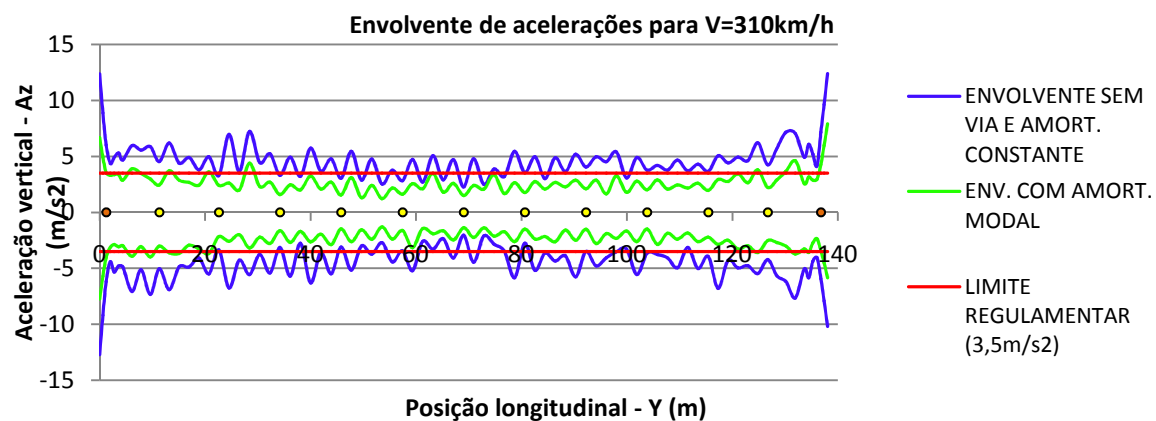
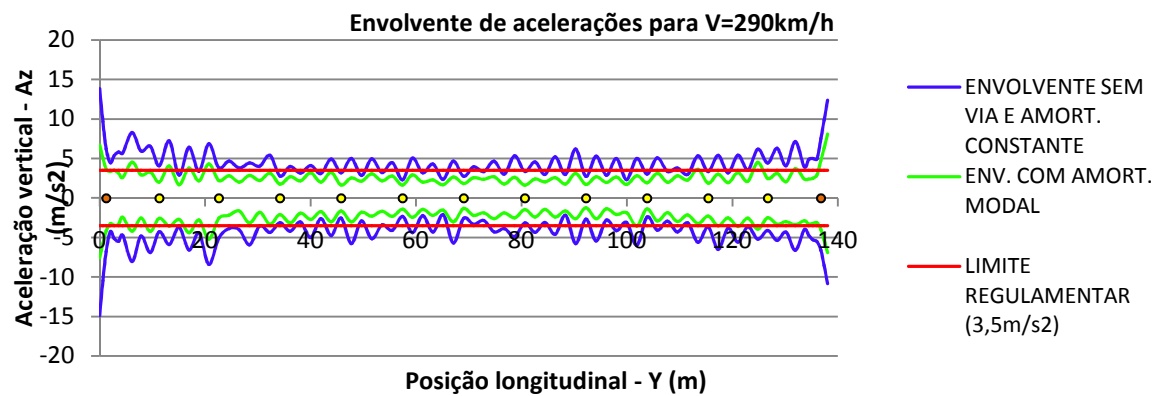
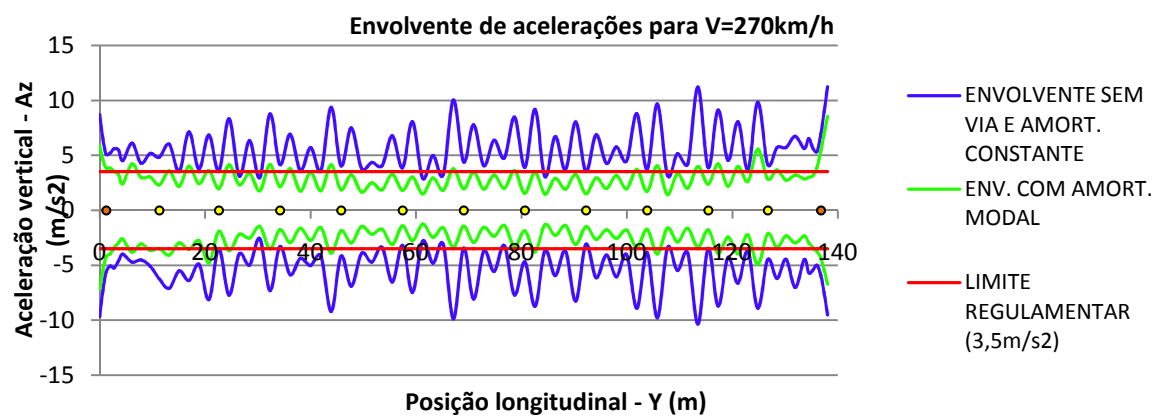
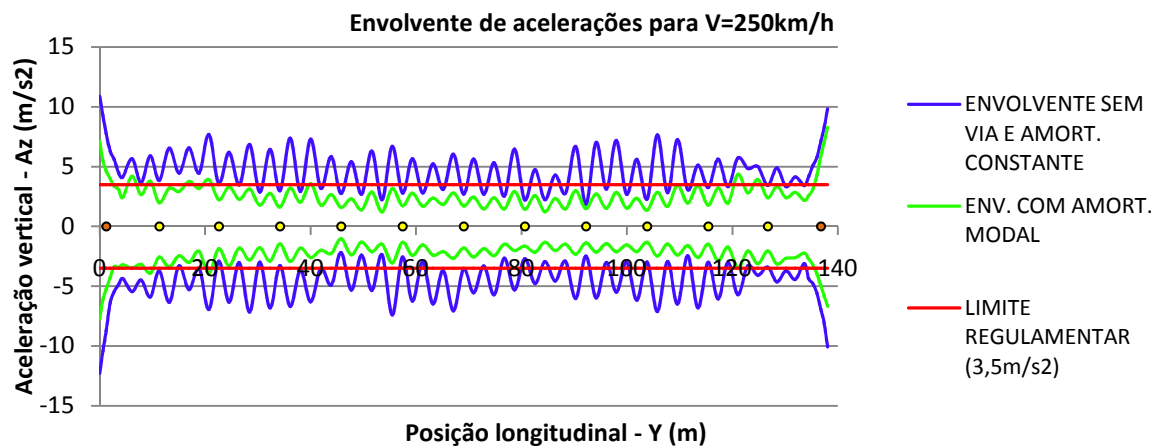


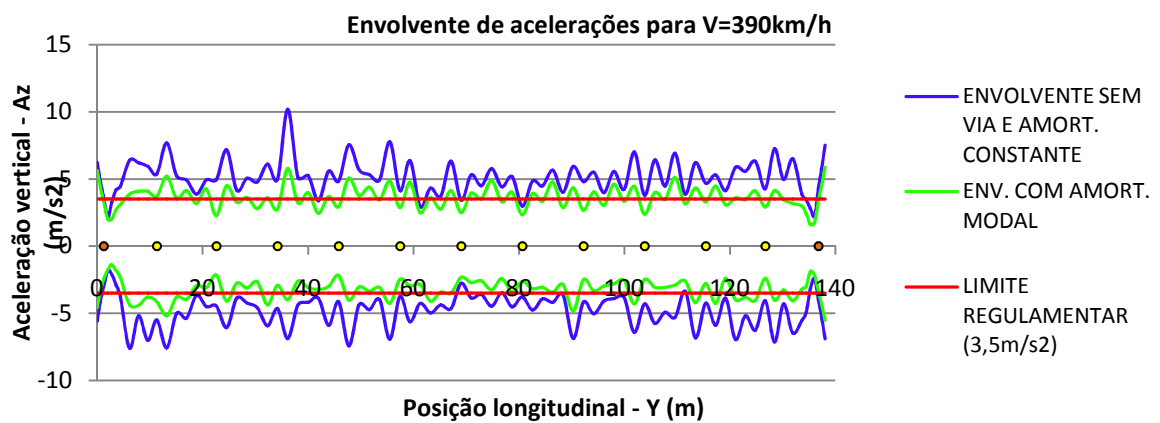
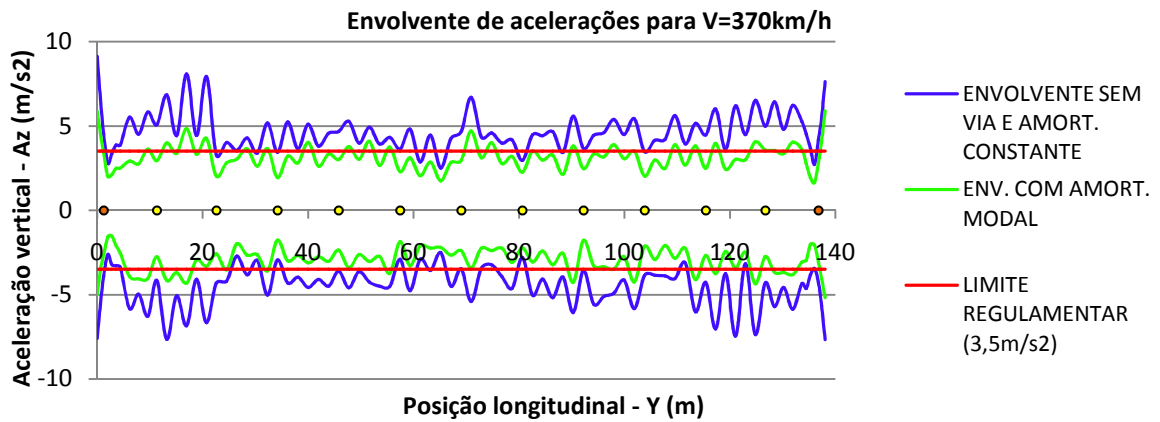
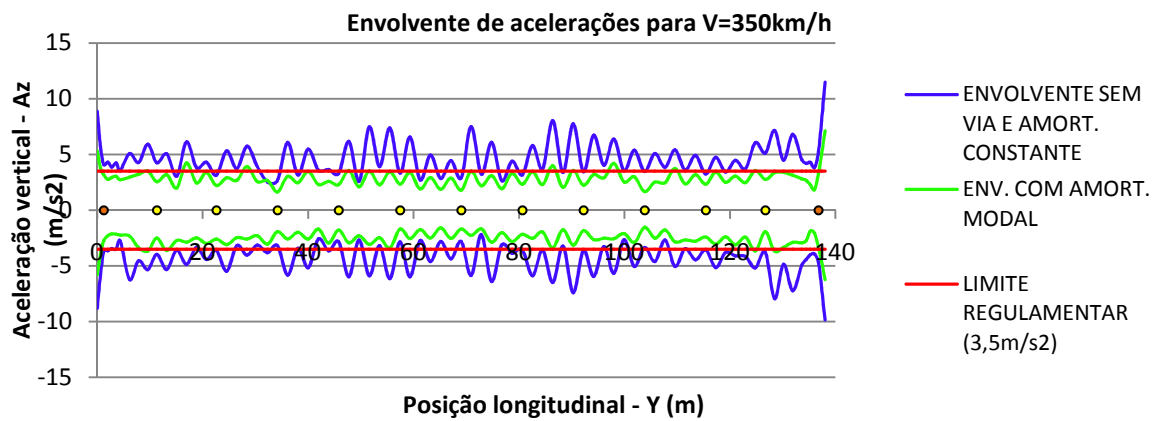
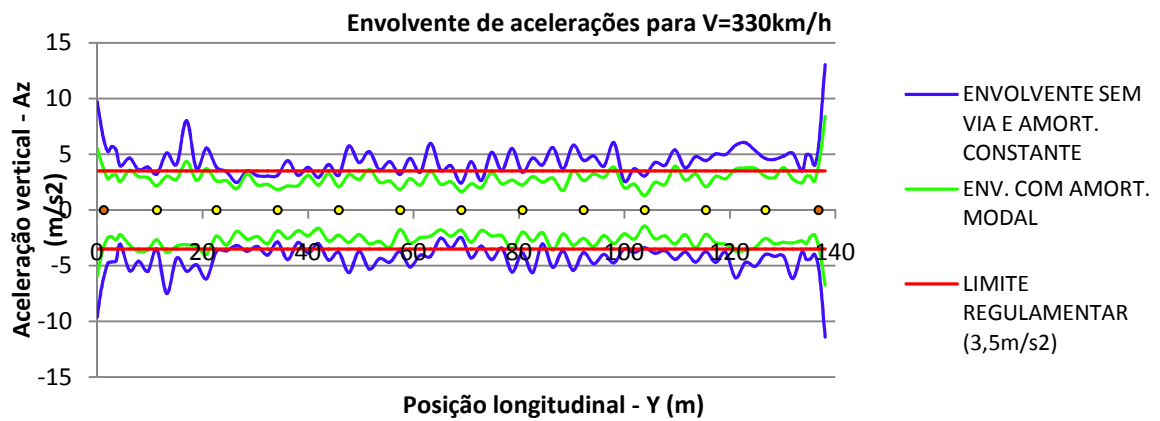


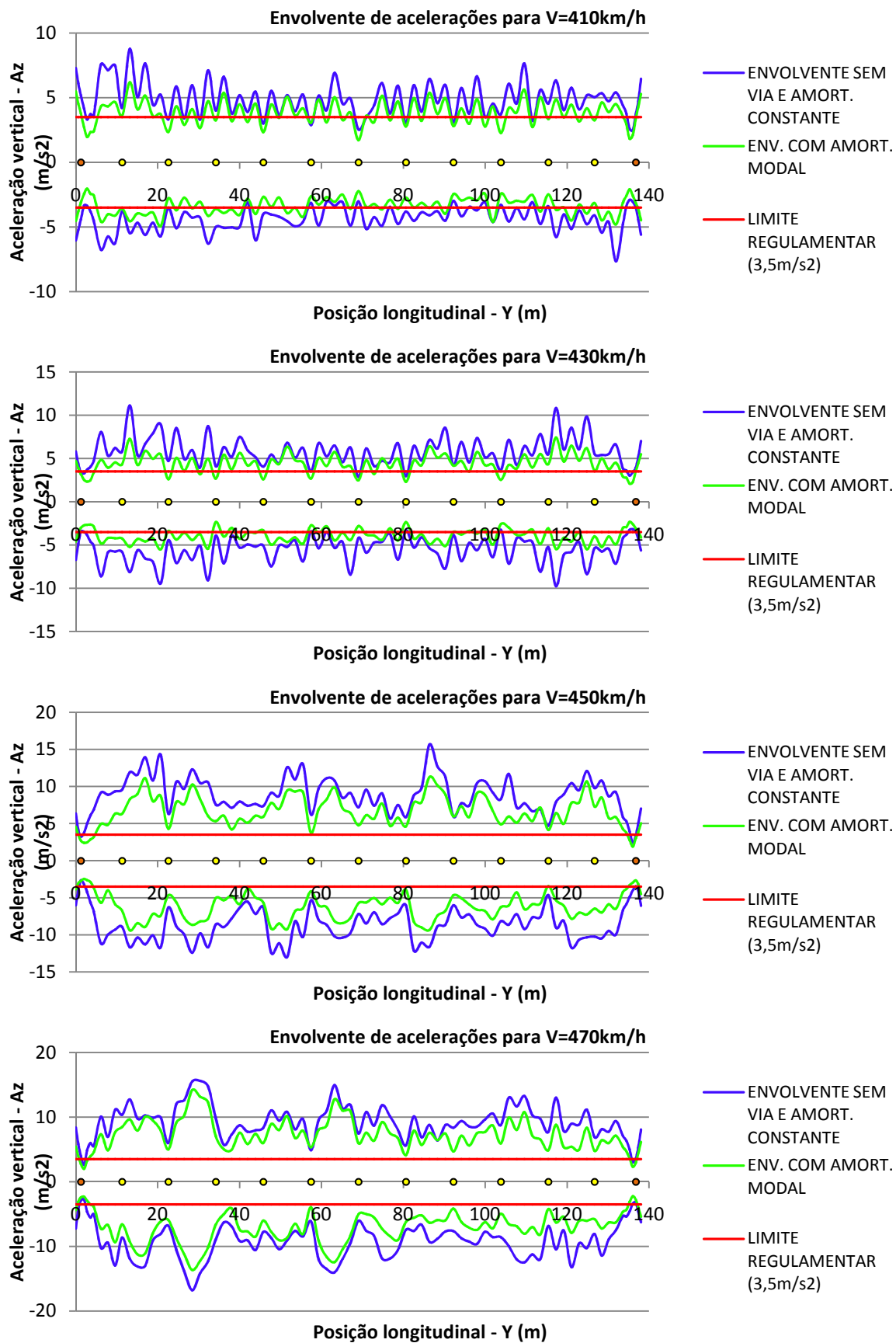


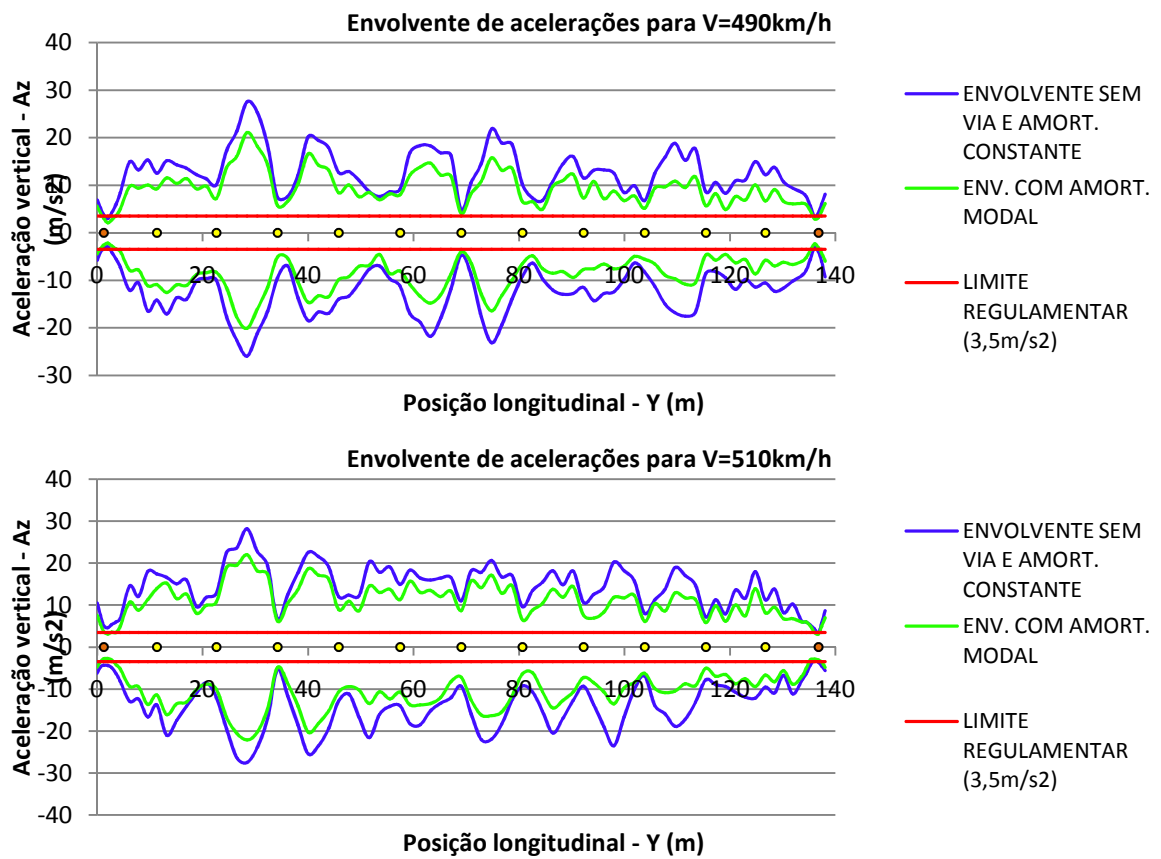






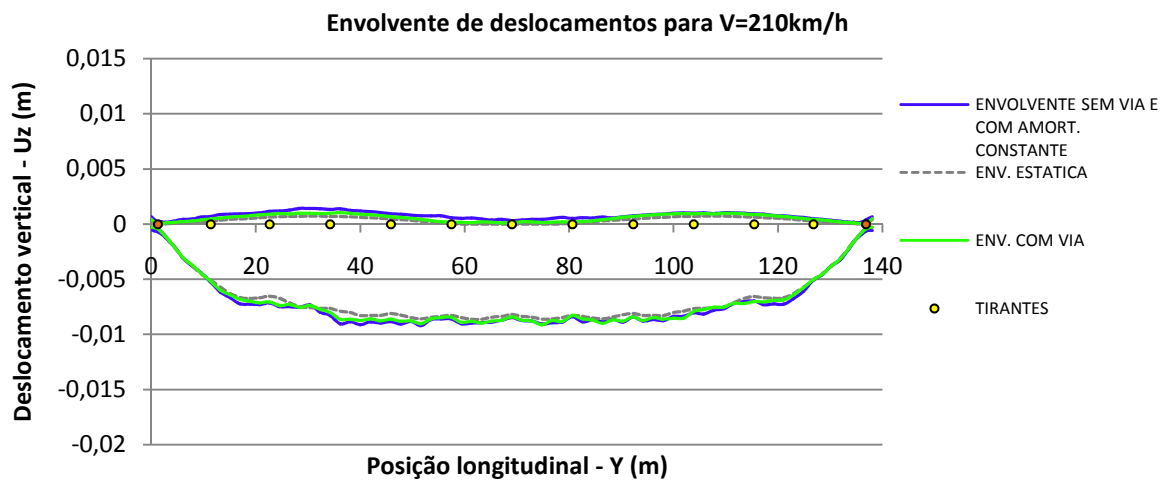
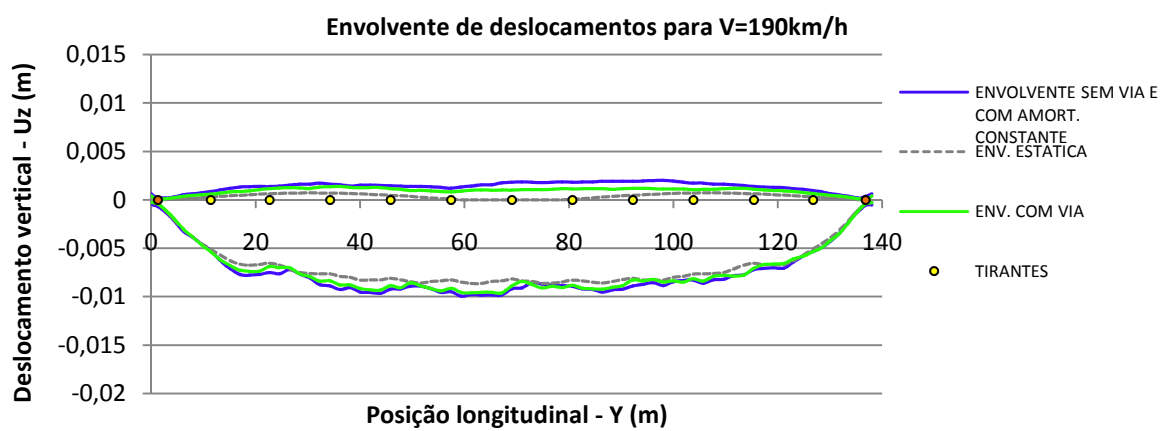
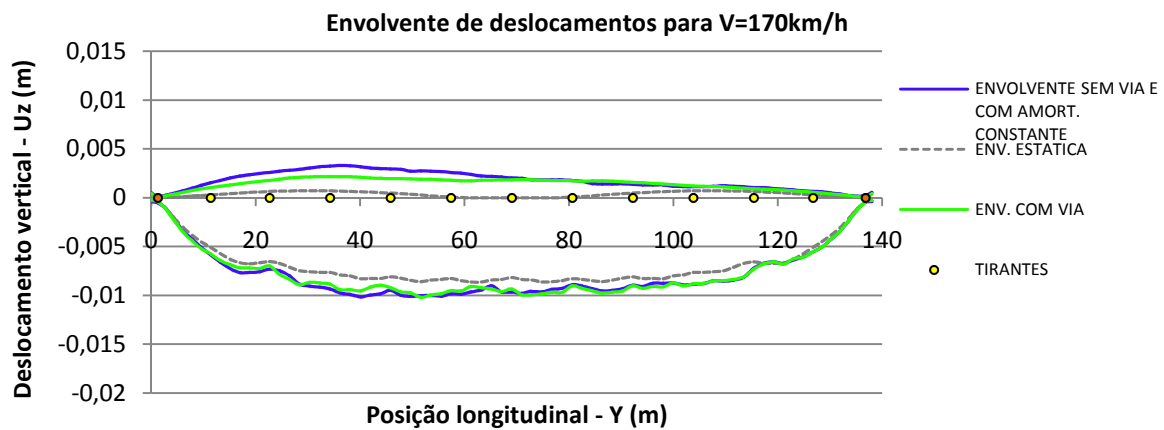


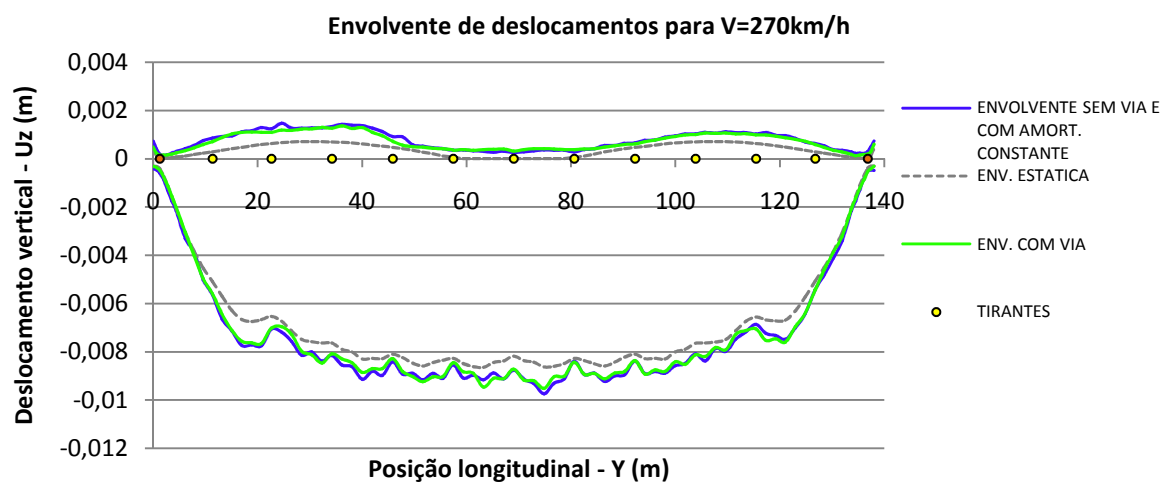
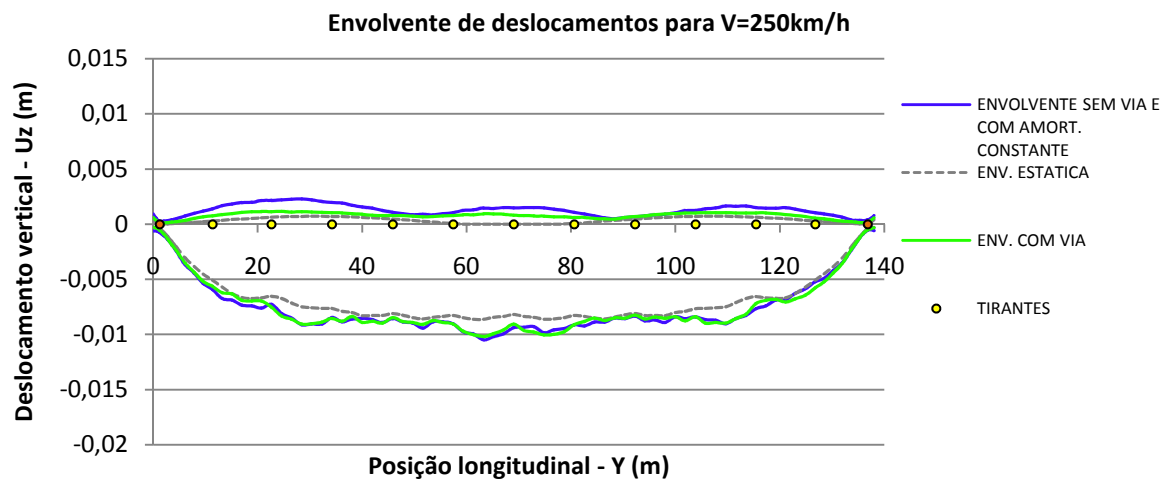
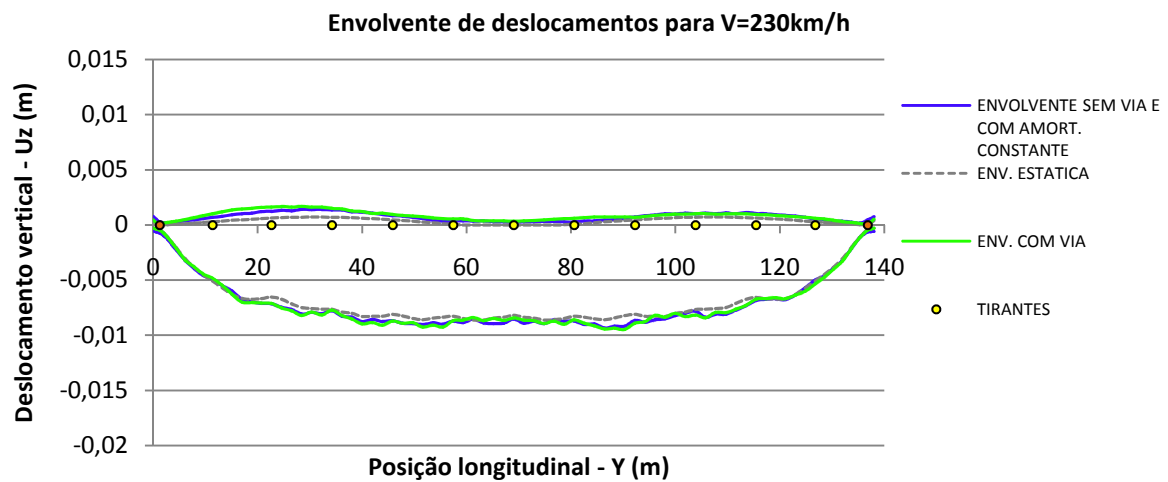


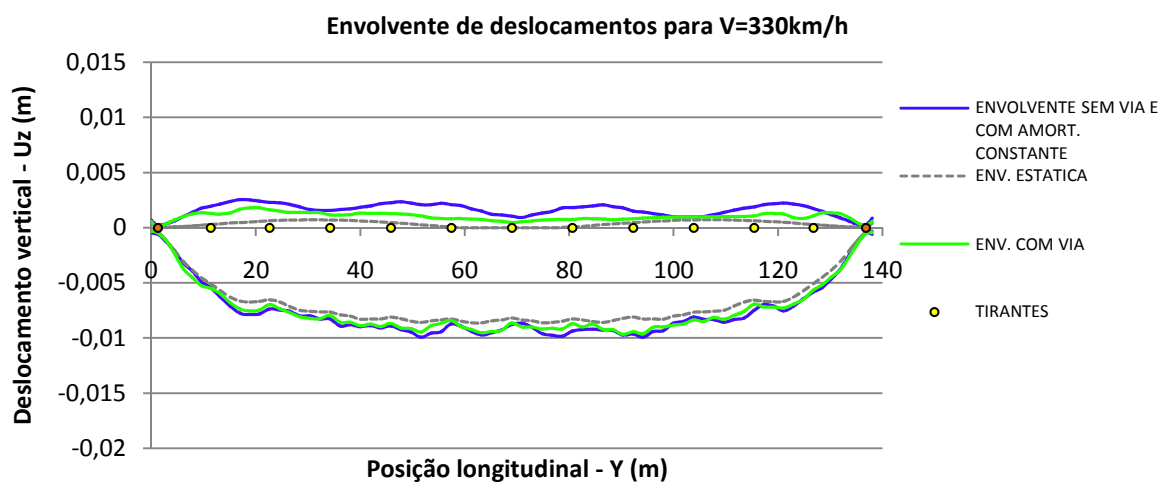
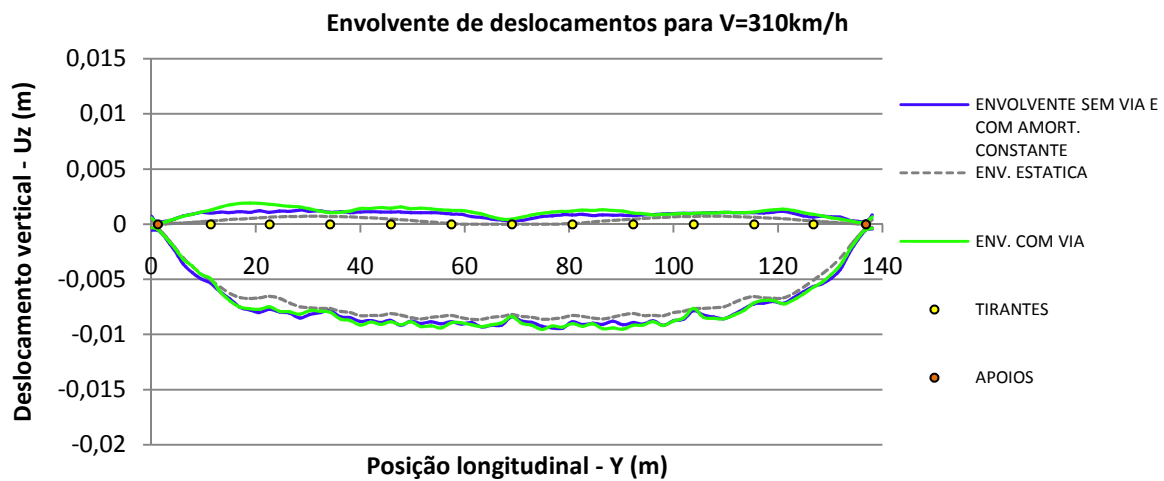
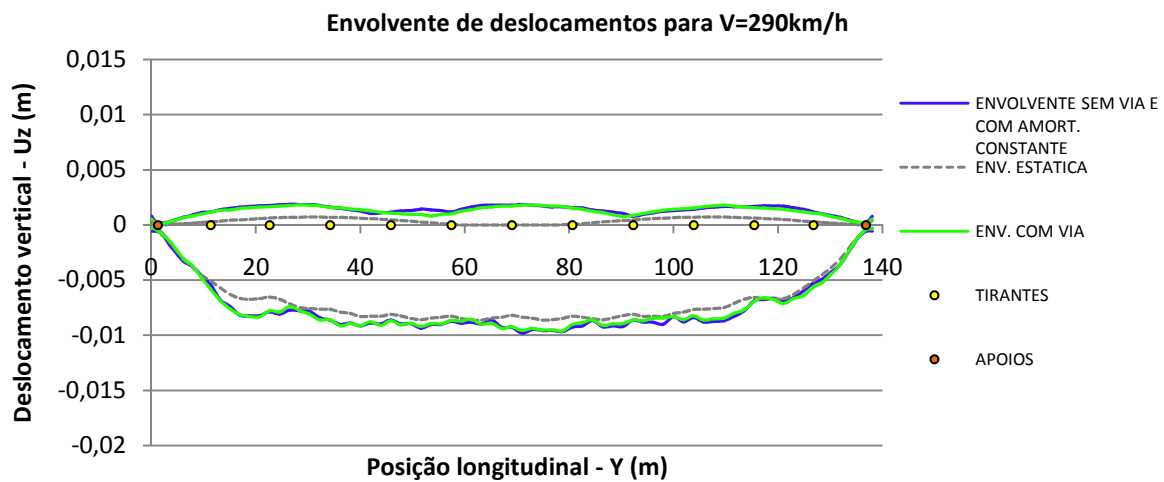


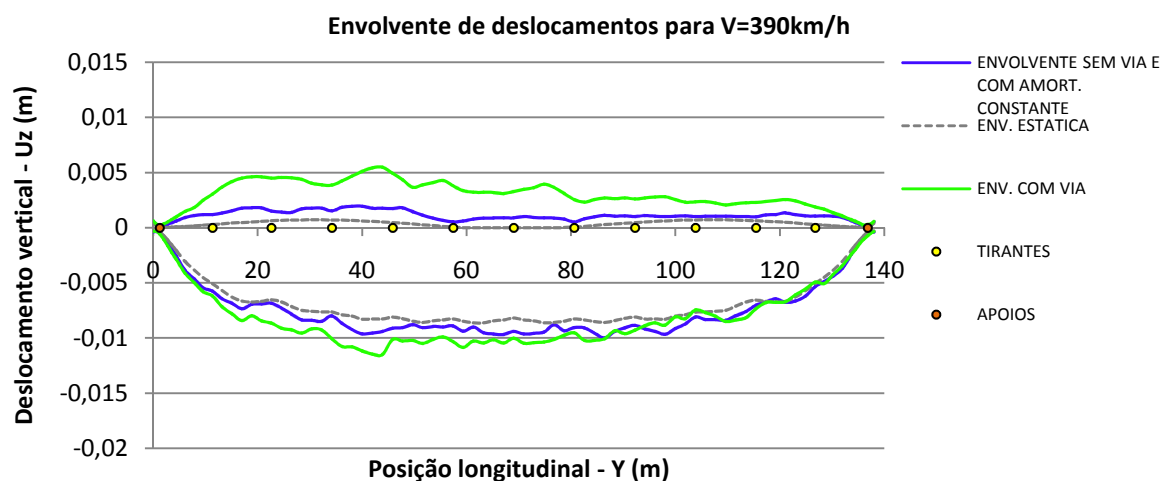
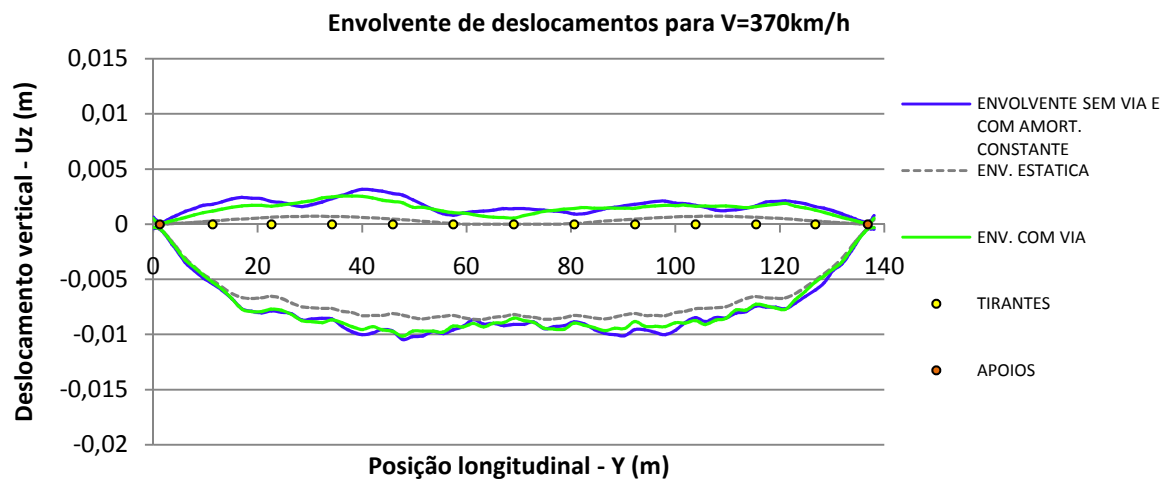
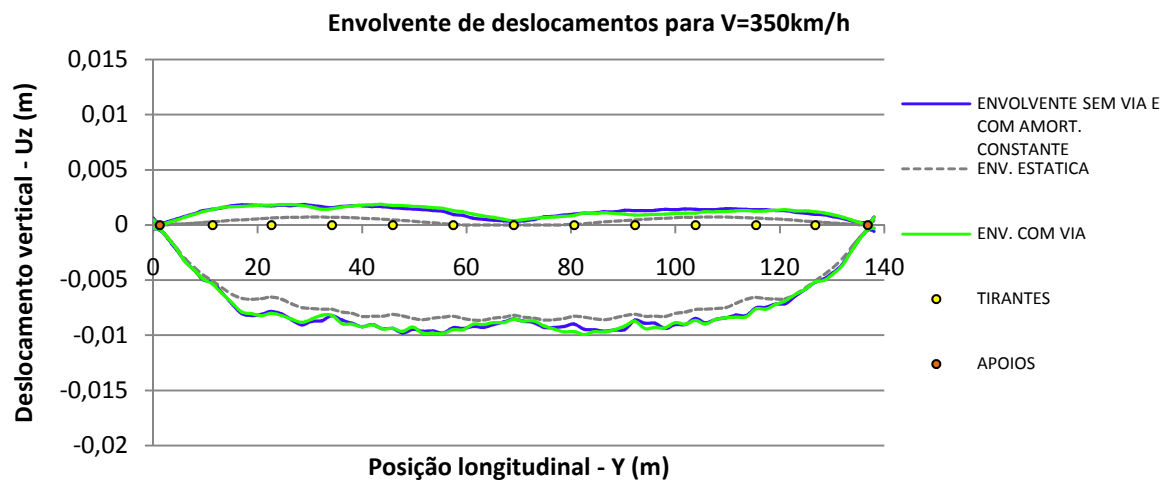
ANEXO VIII

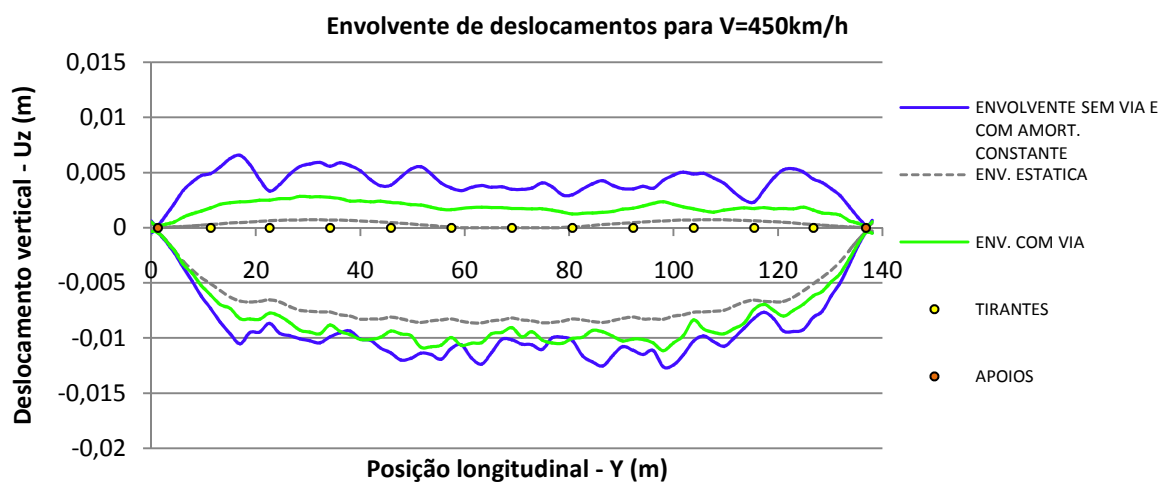
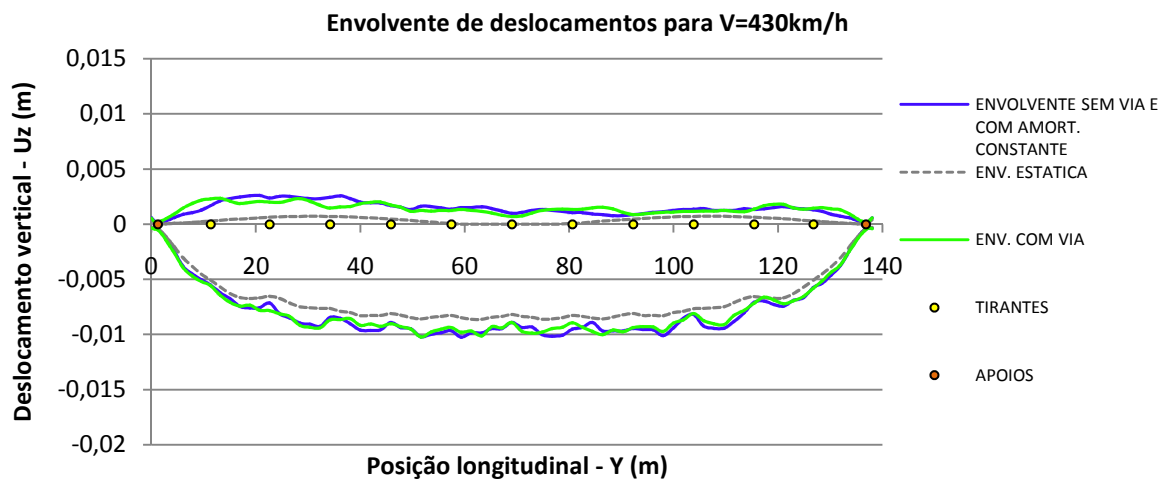
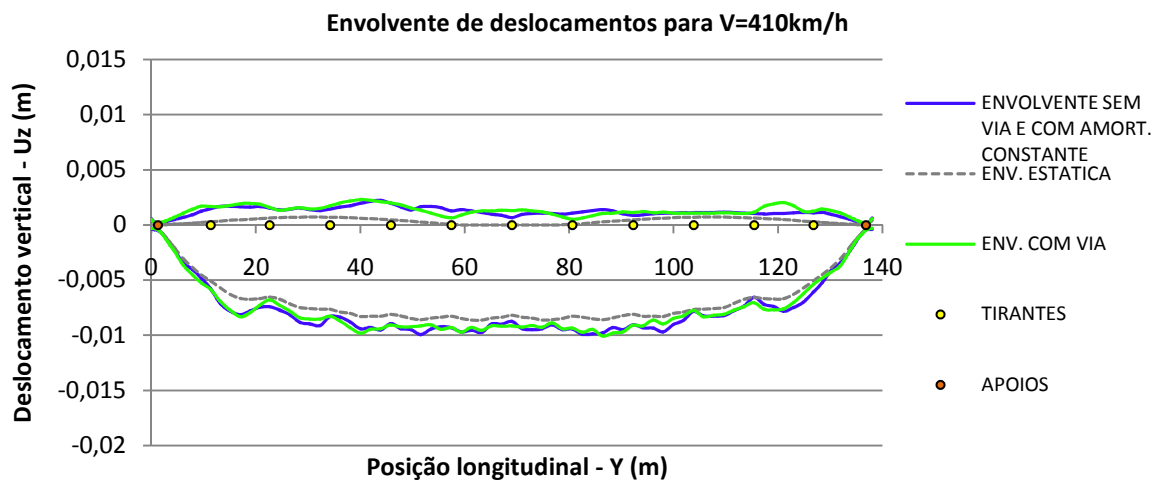
RESULTADOS COM VIA E COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DE 0,5%

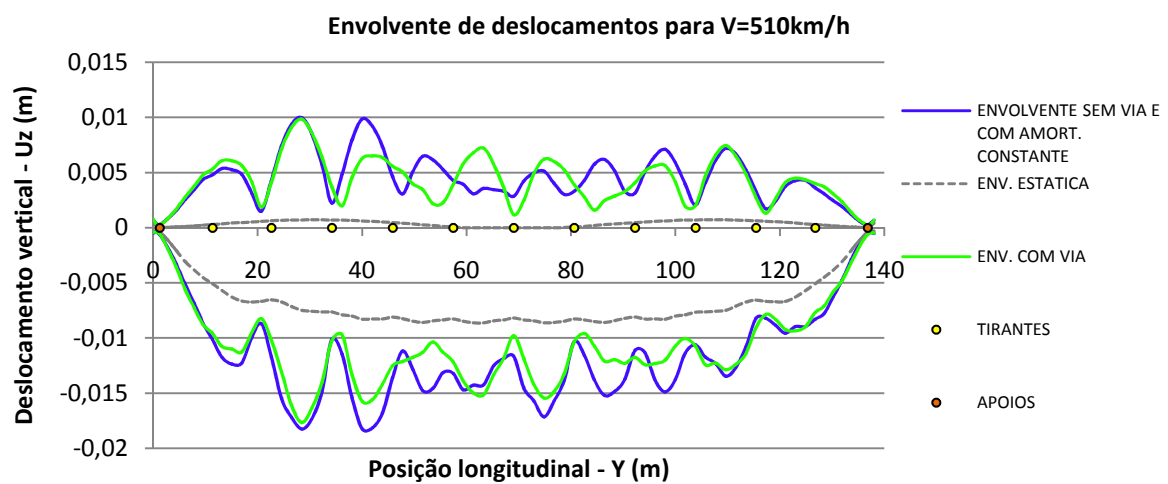
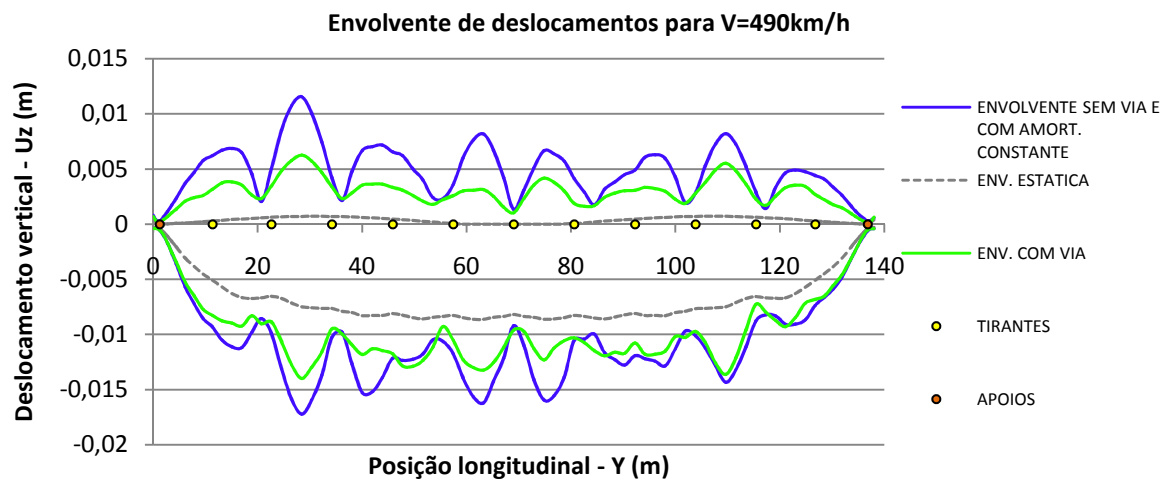
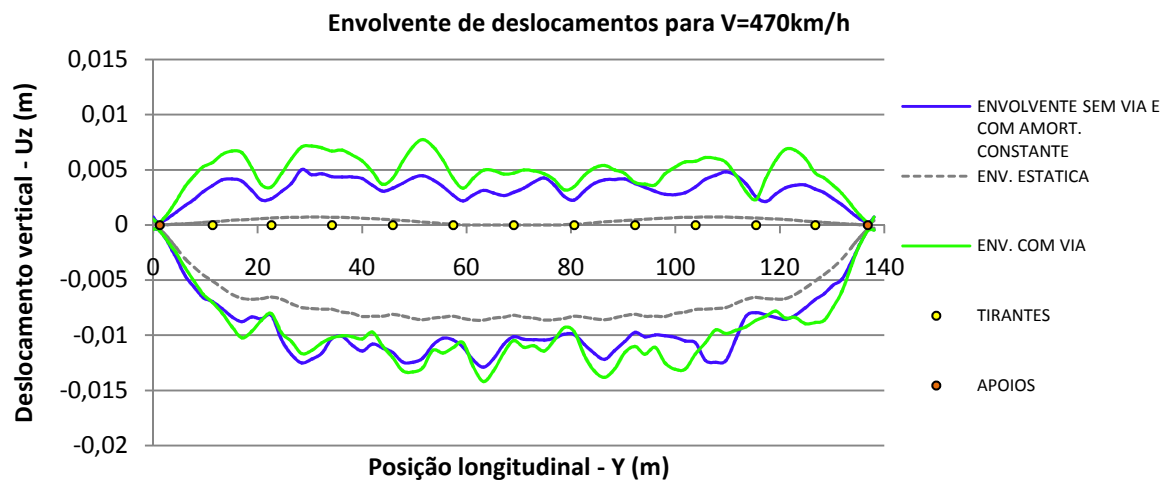


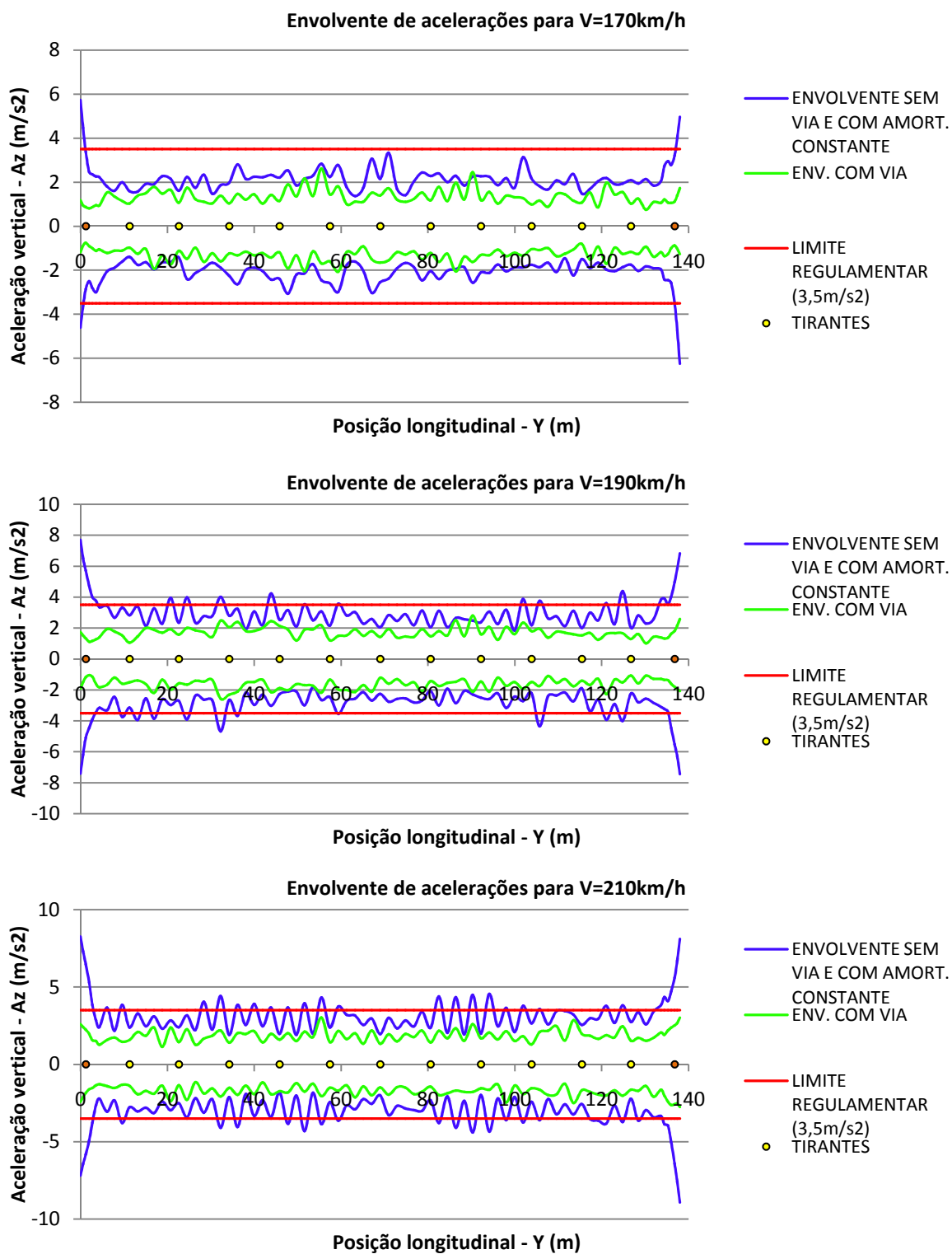


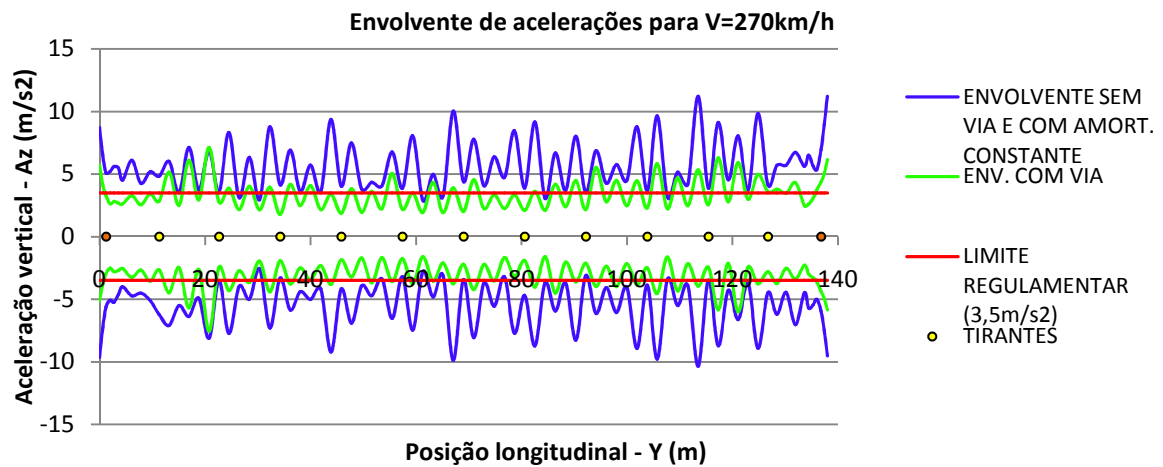
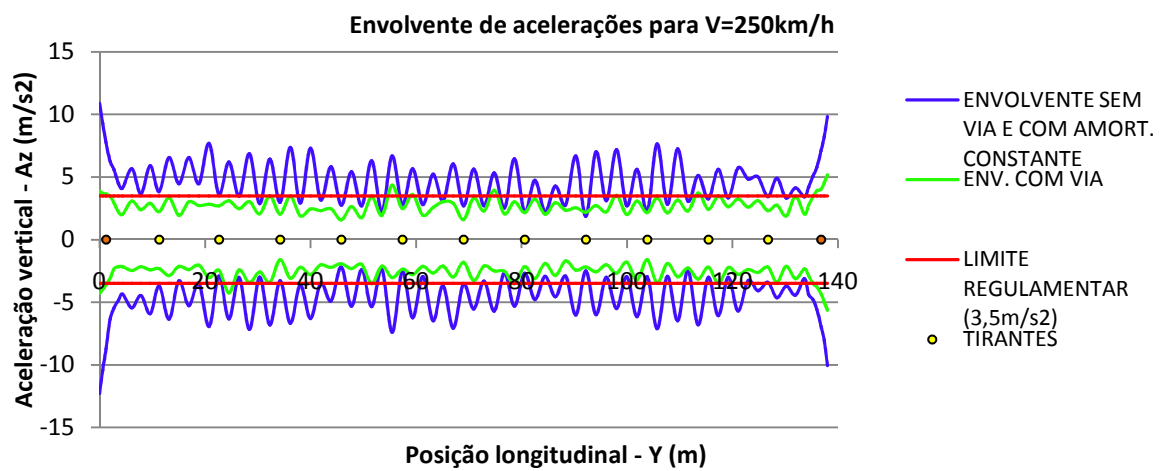
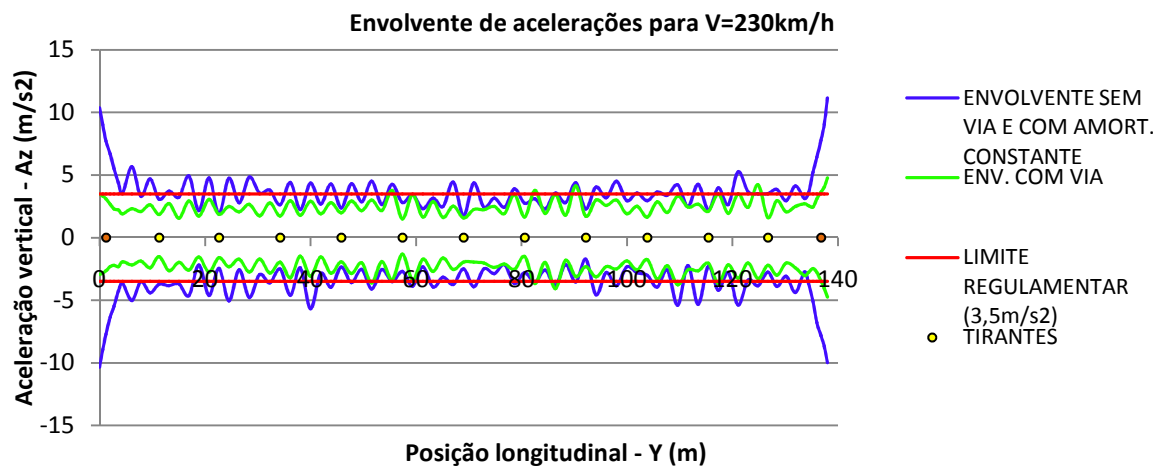


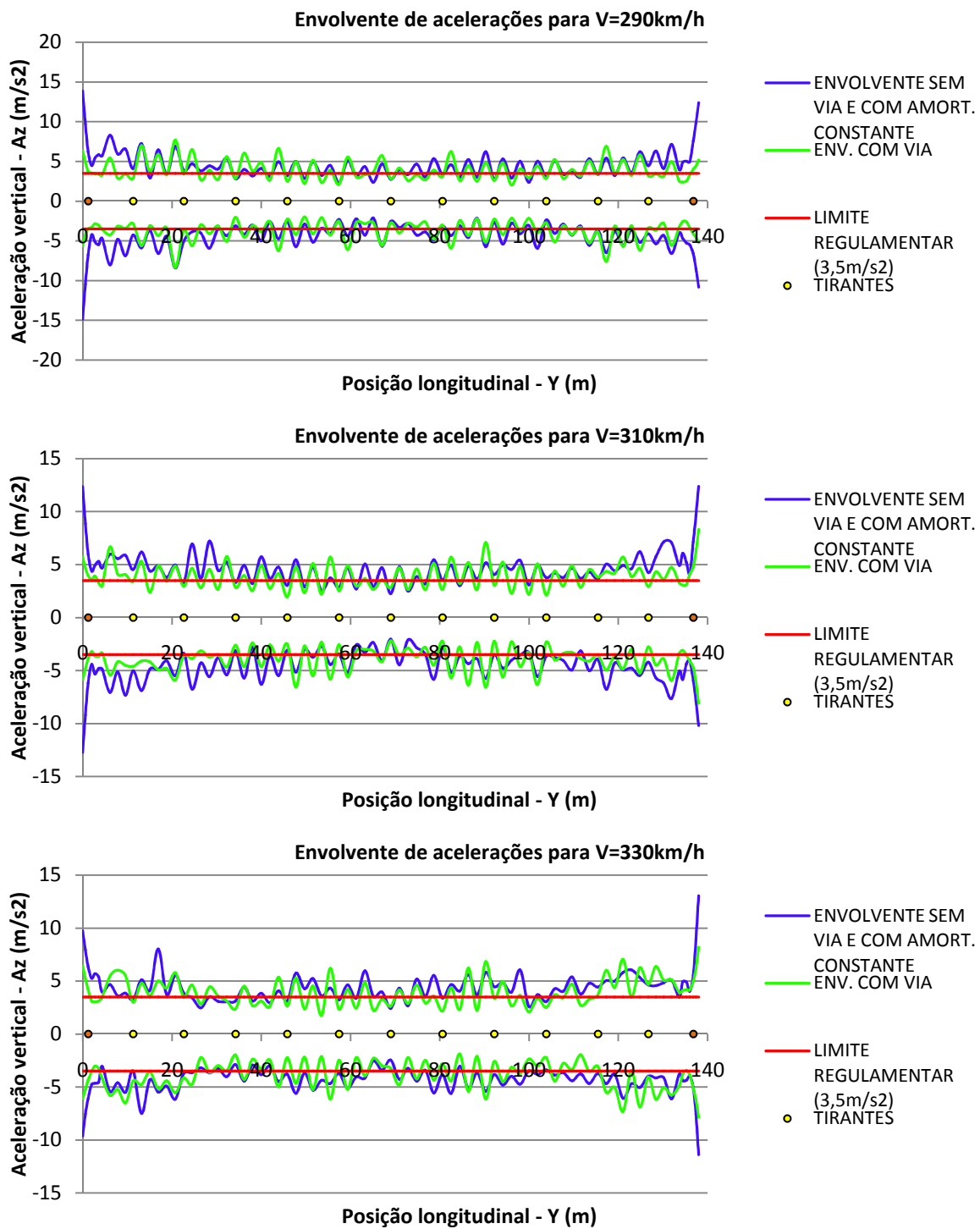


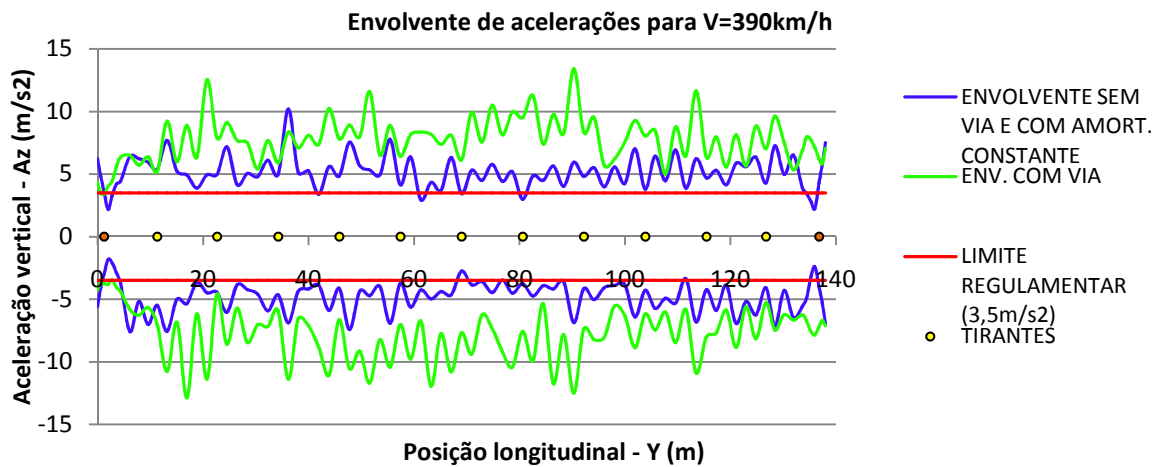
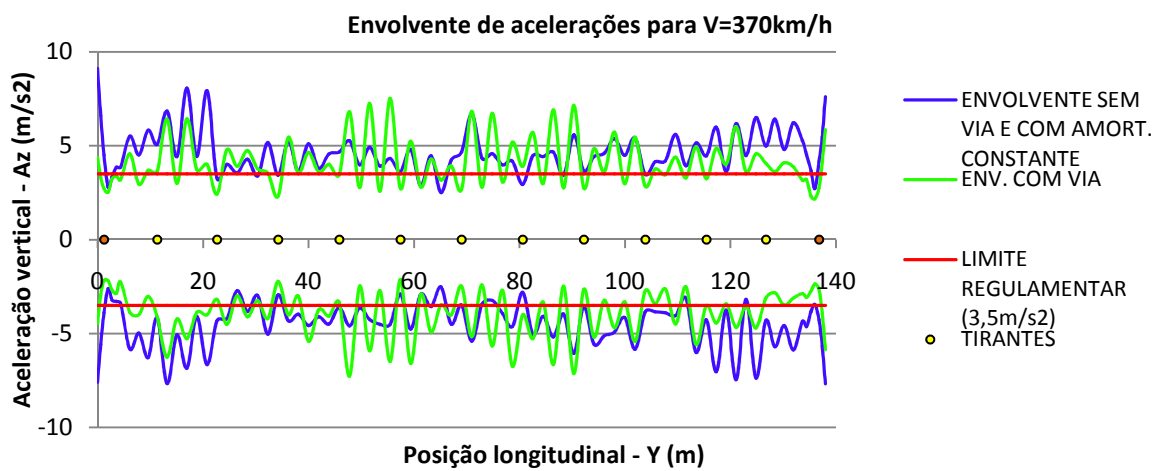
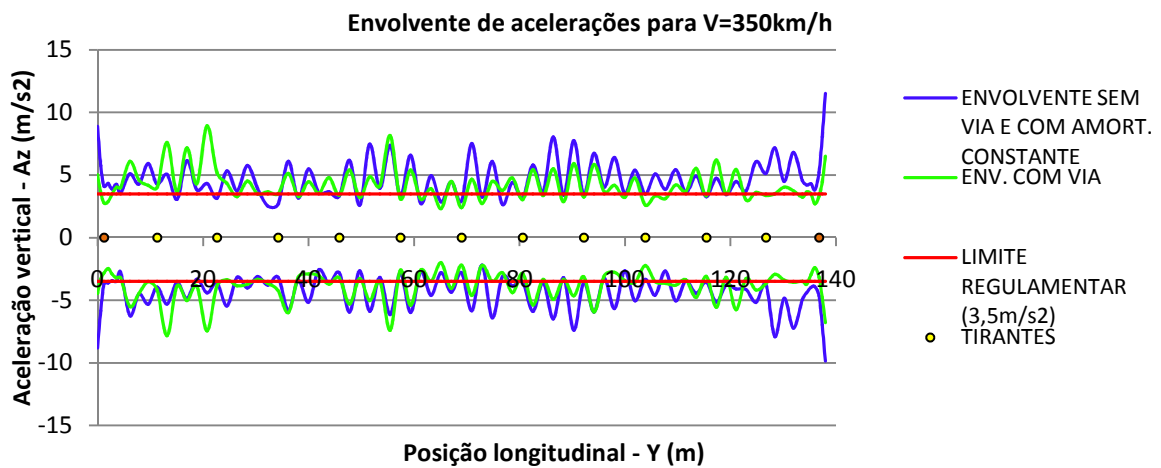


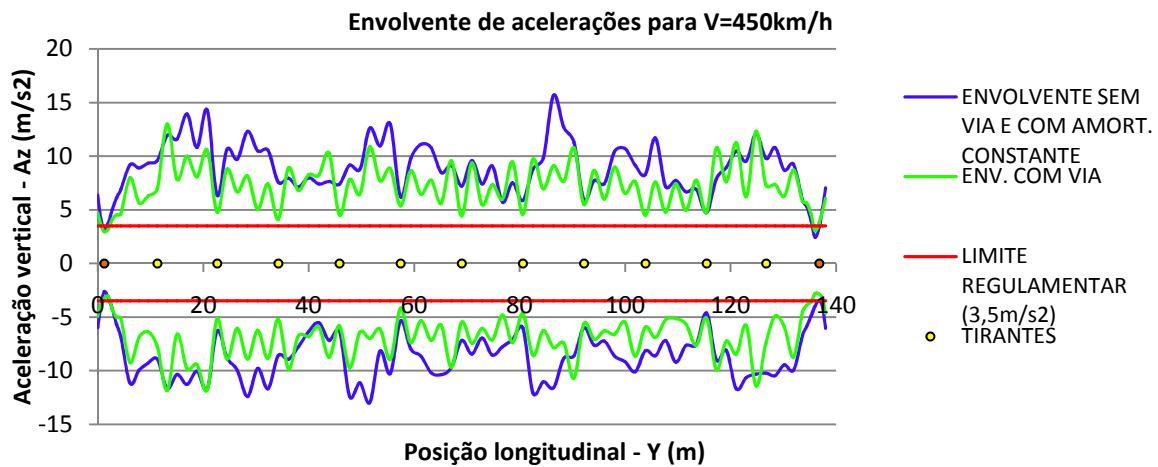
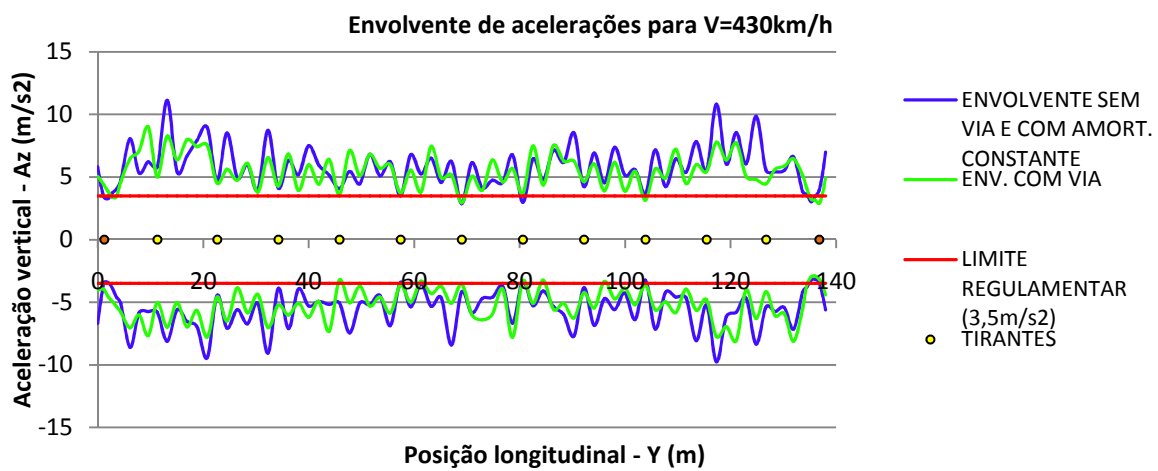
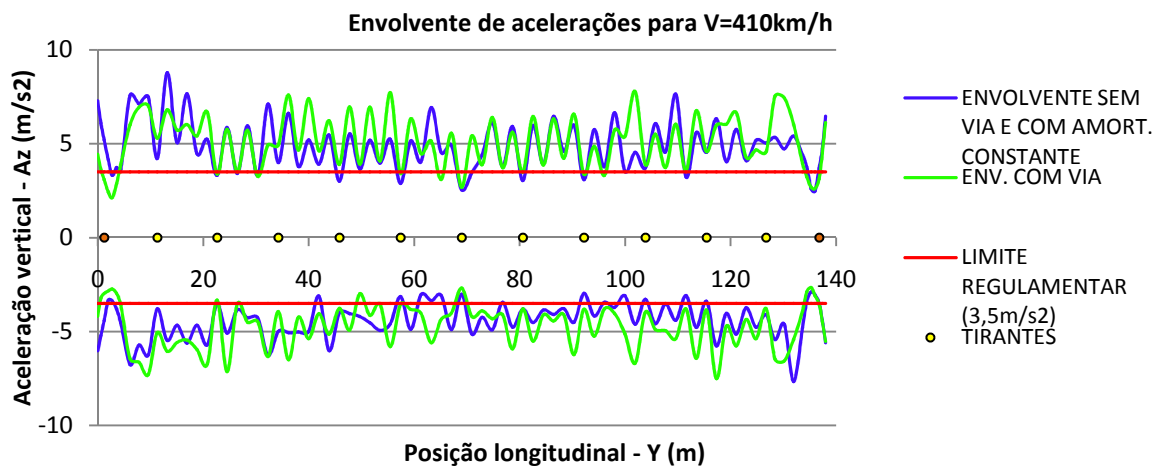


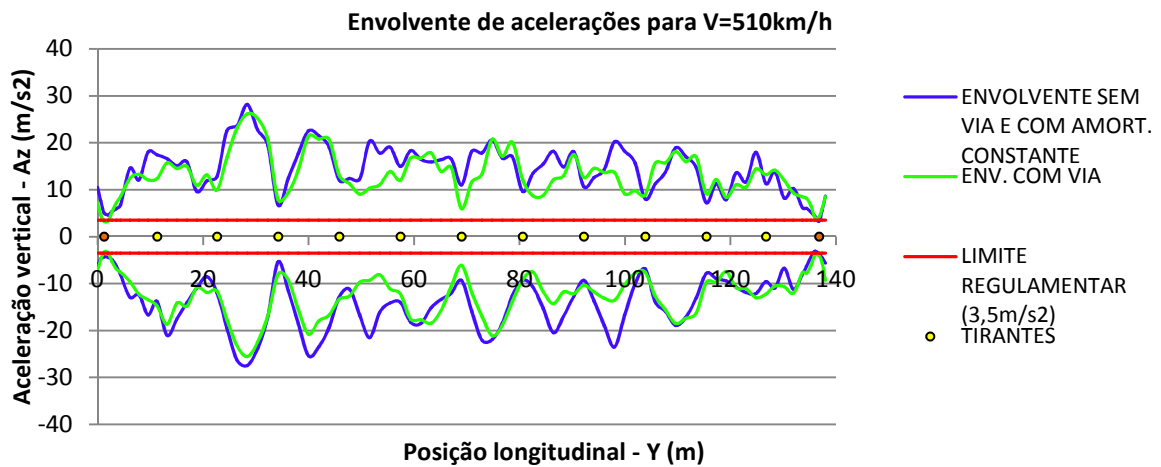
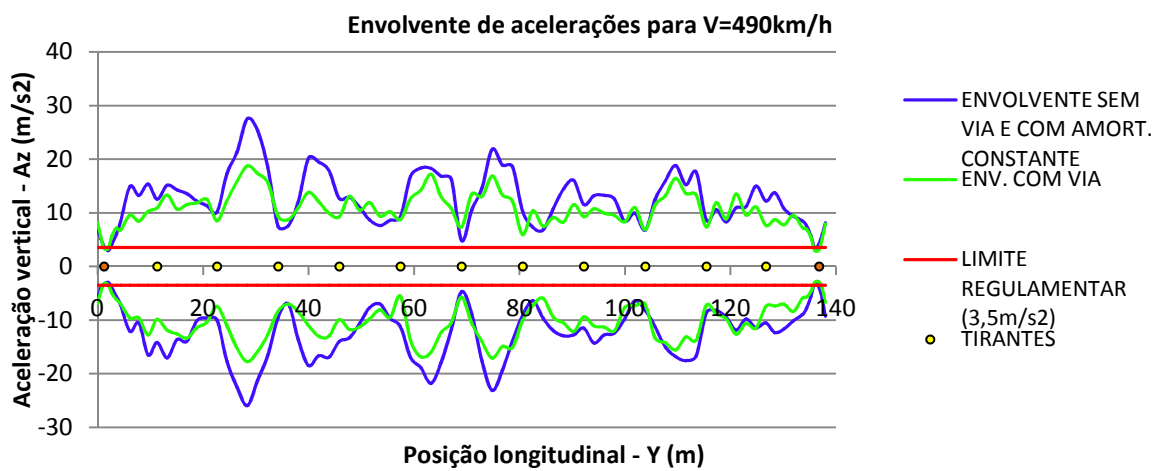
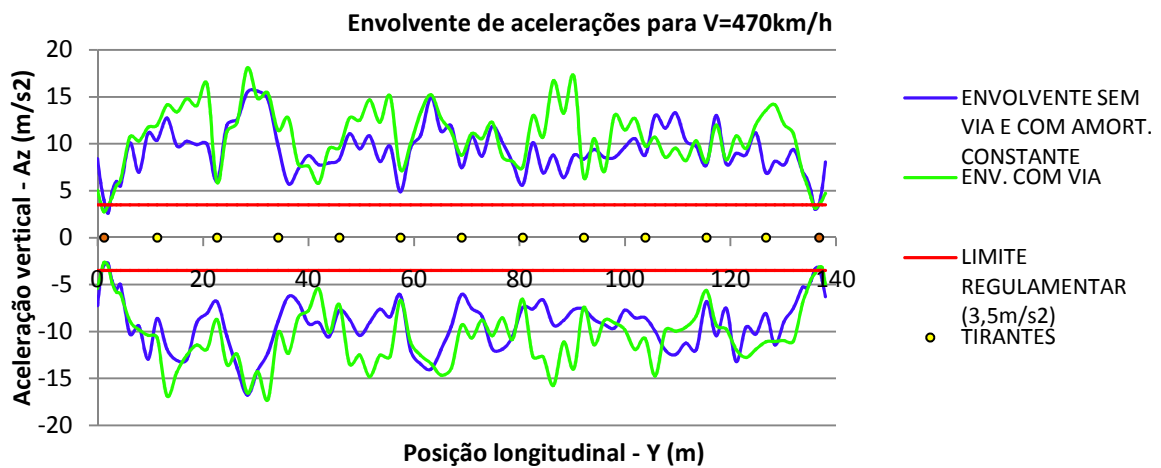






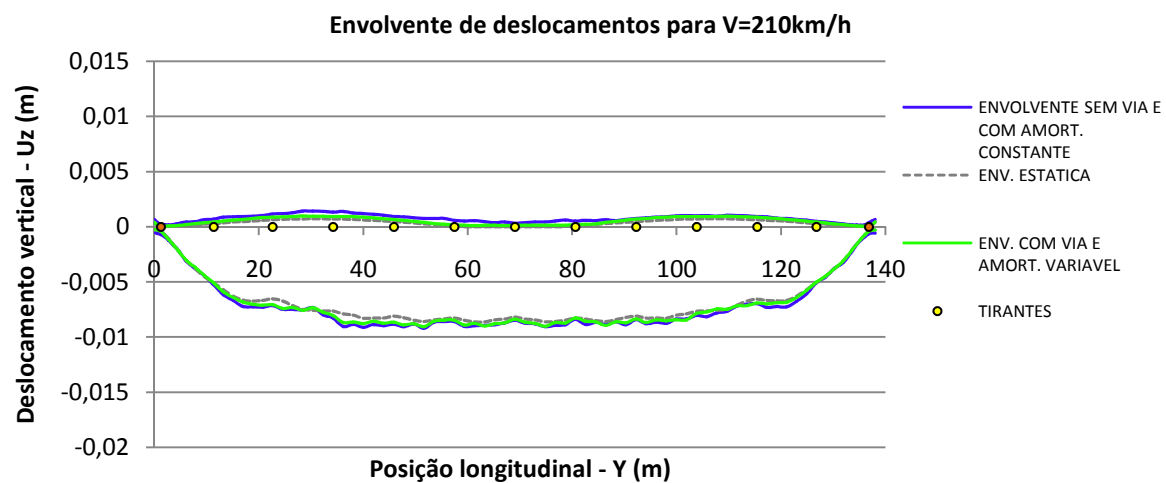
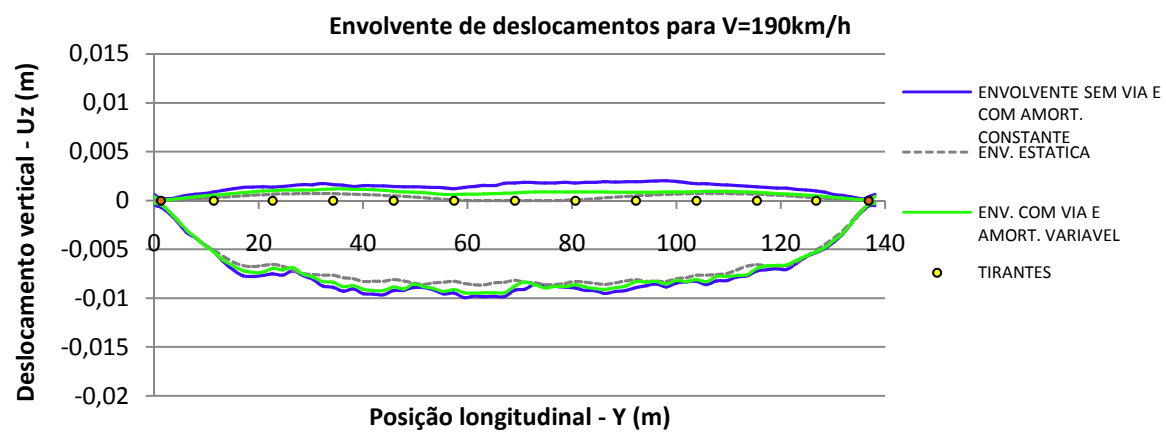
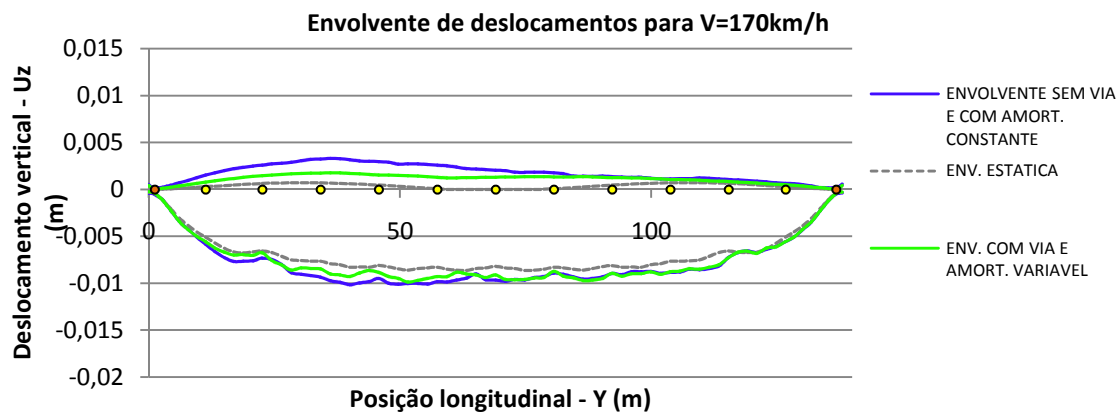


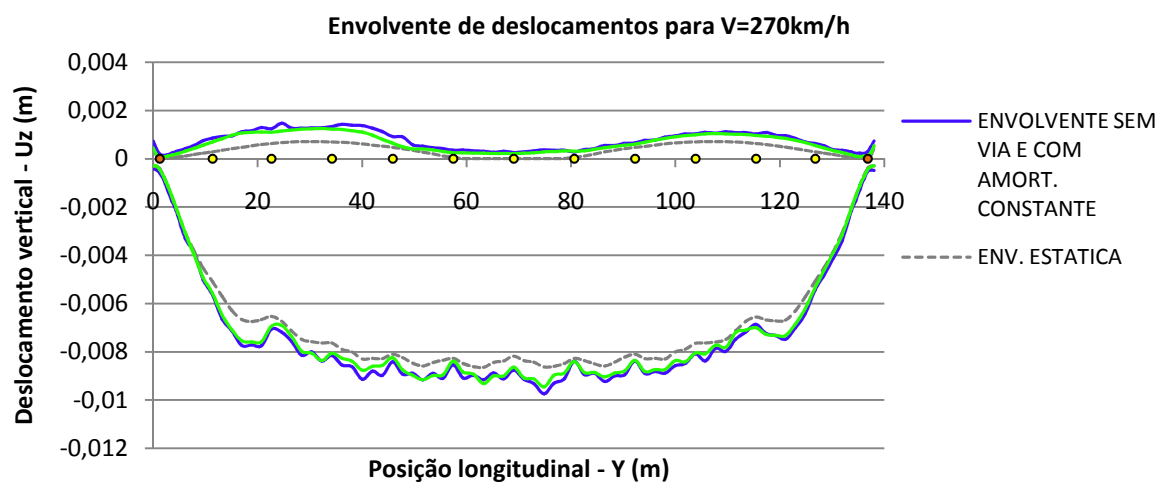
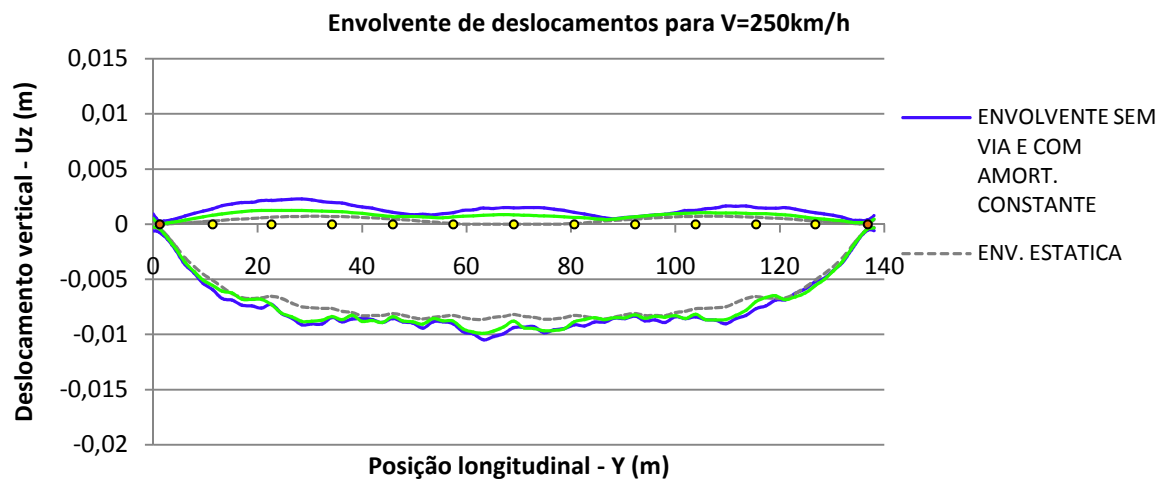
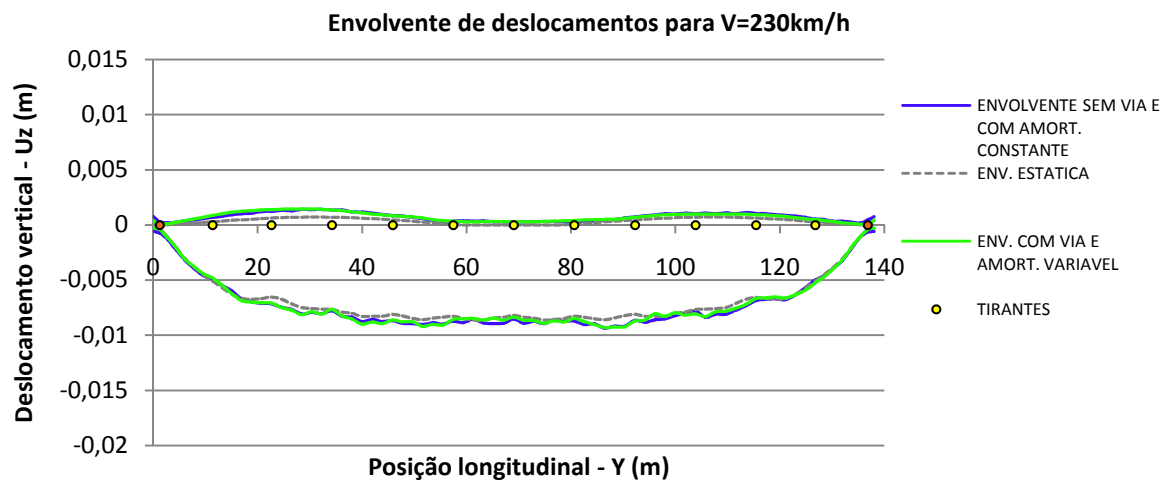


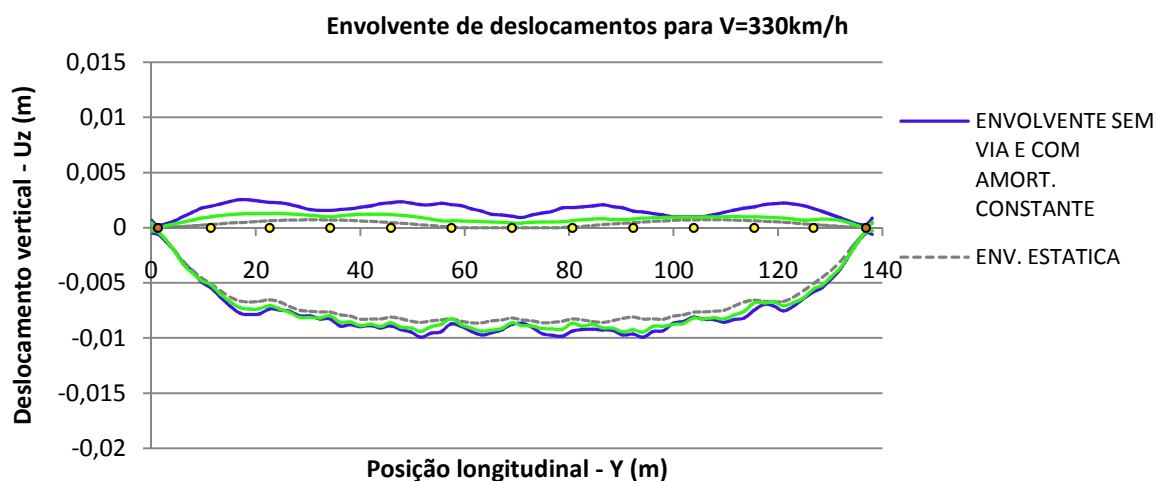
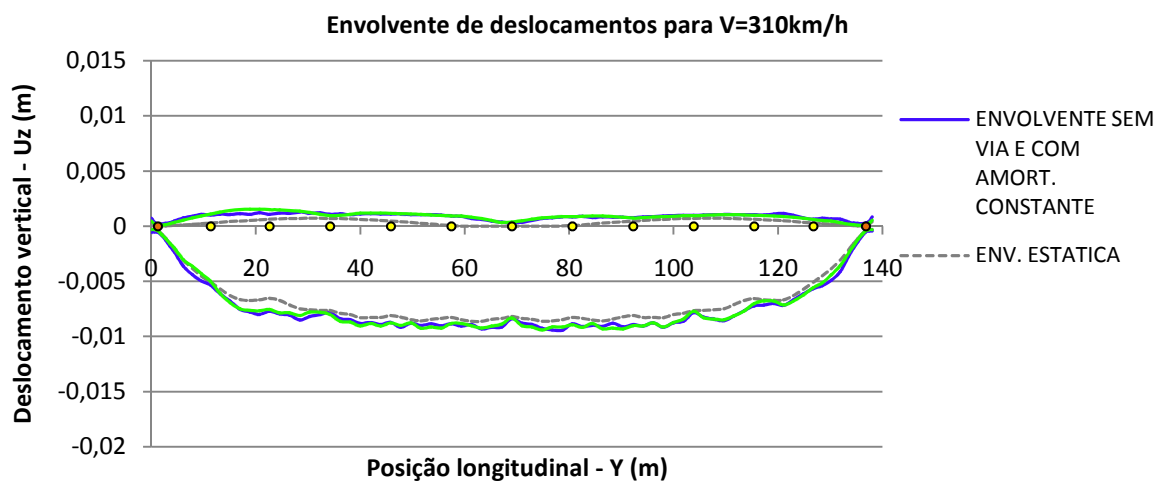
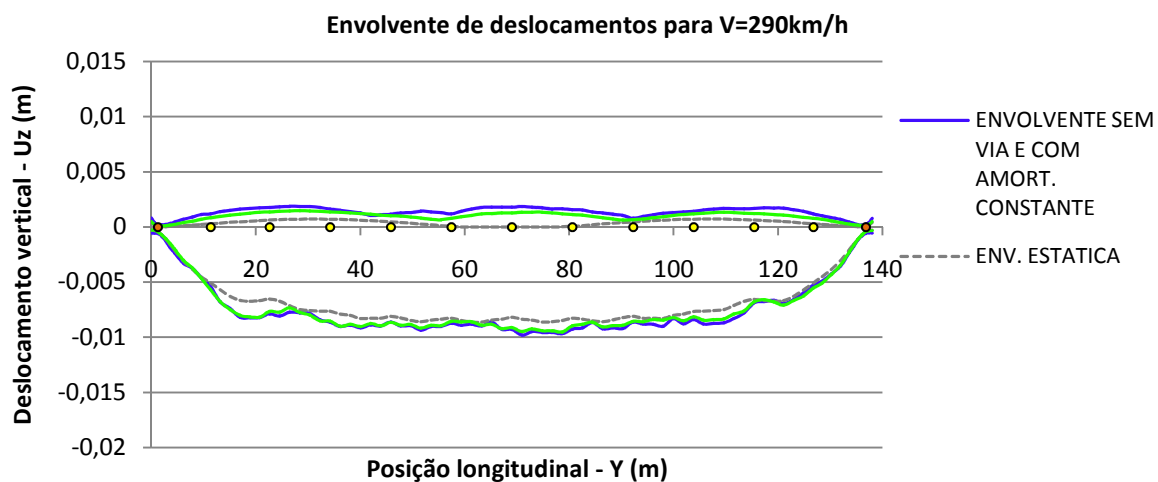


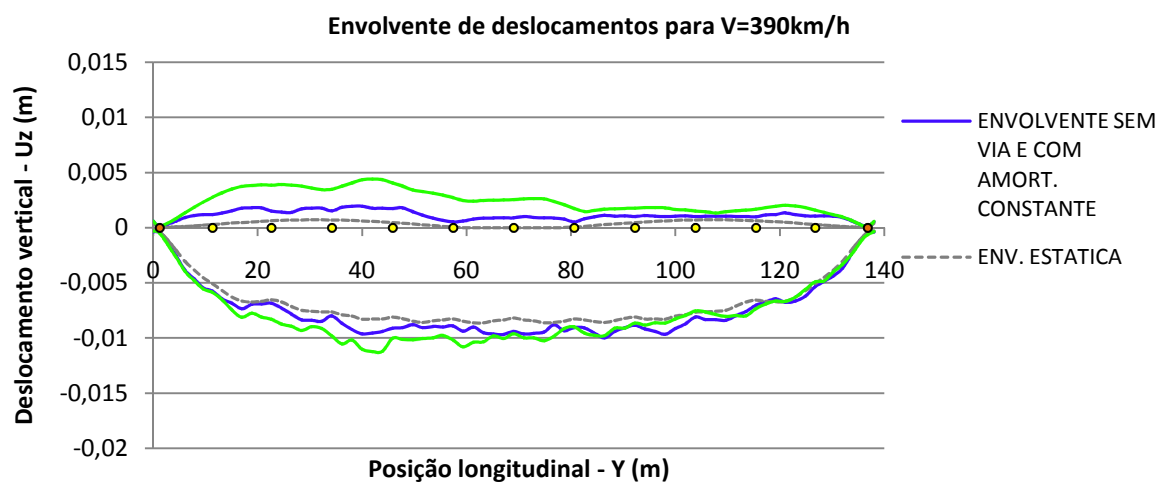
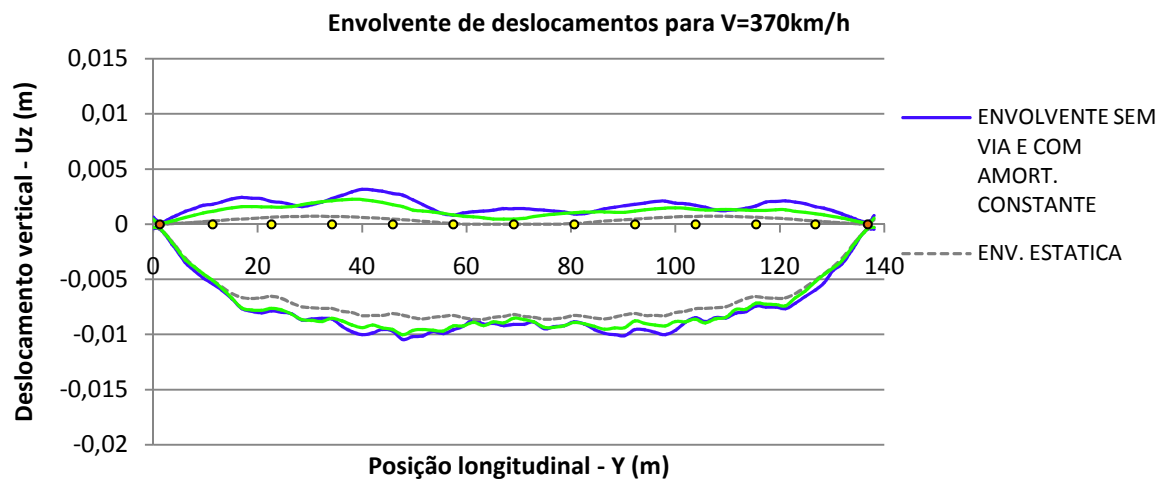
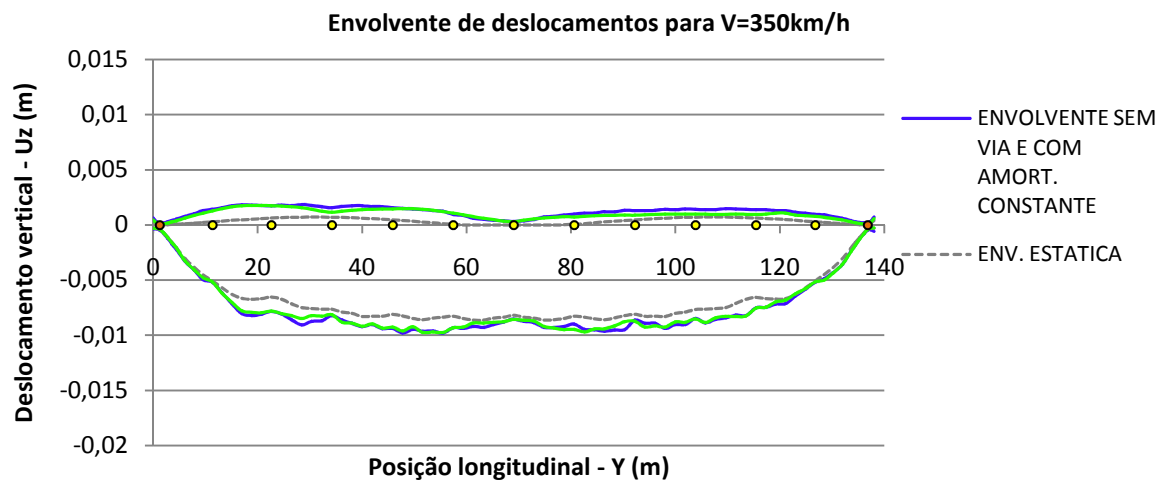
ANEXO IX

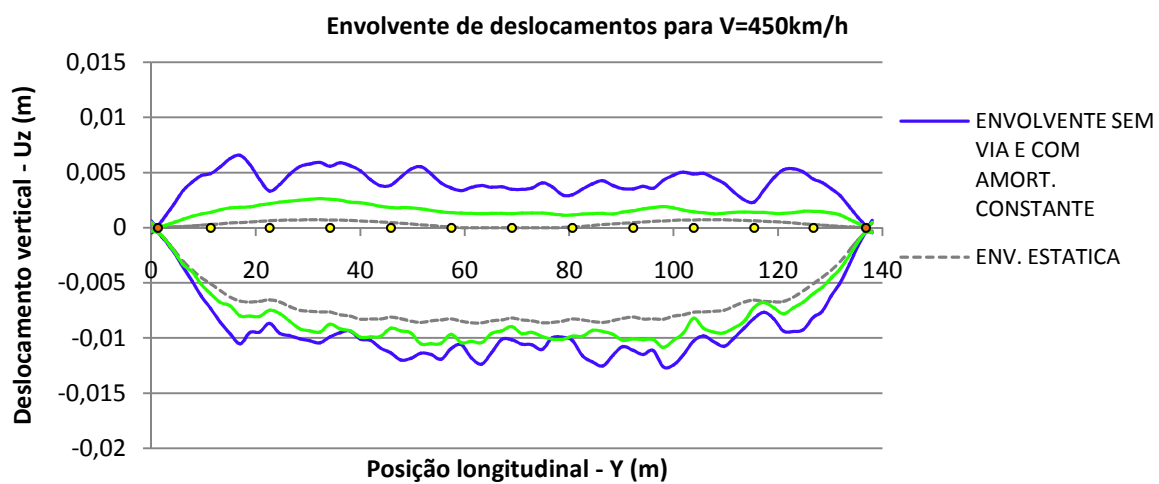
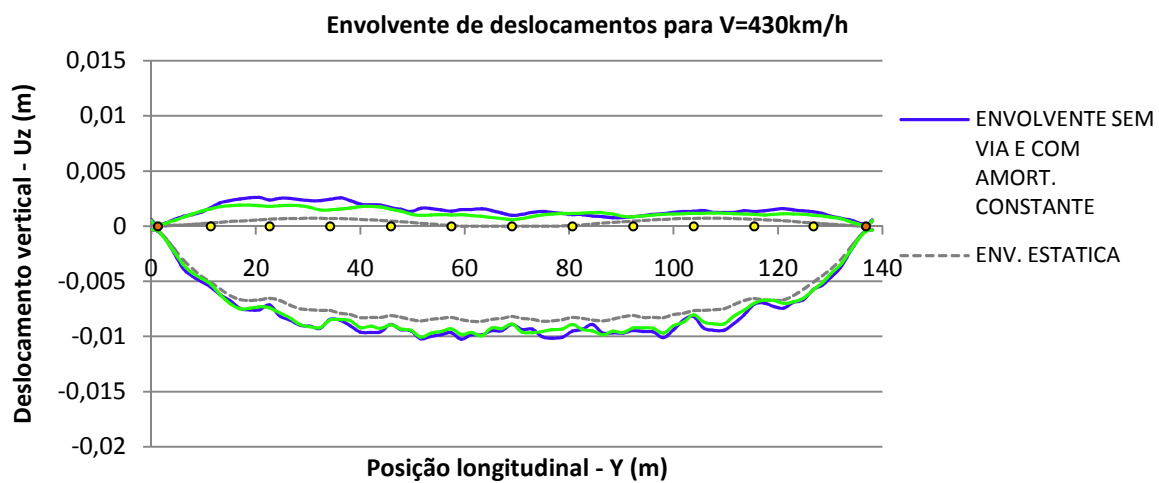
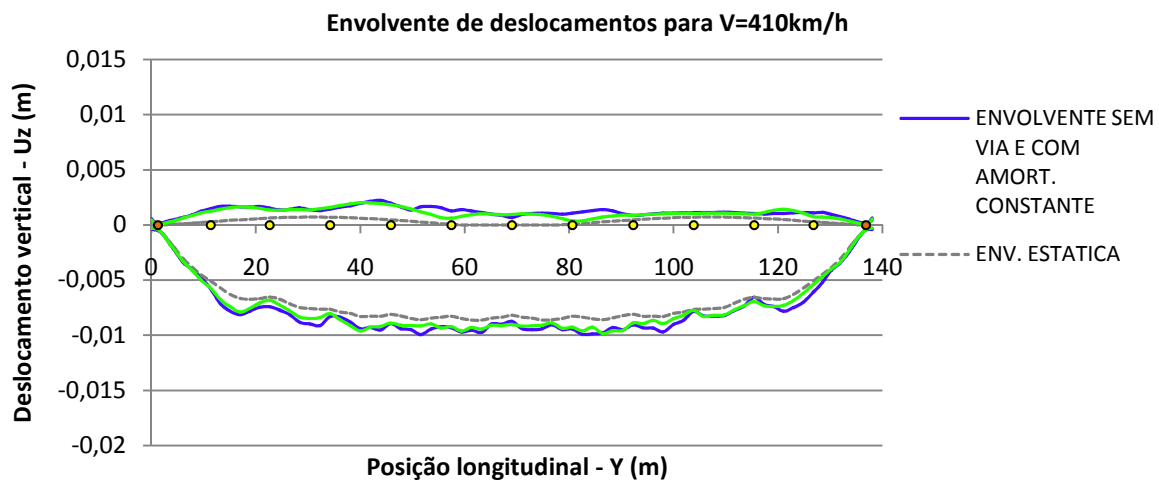
RESULTADOS COM VIA E COM AMORTECIMENTOS MODAIS VARIÁVEIS

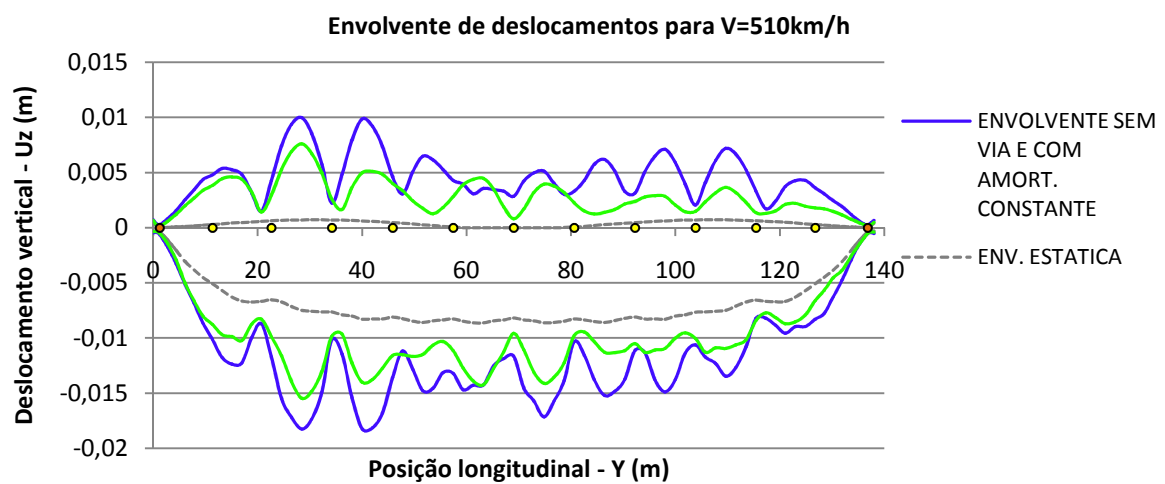
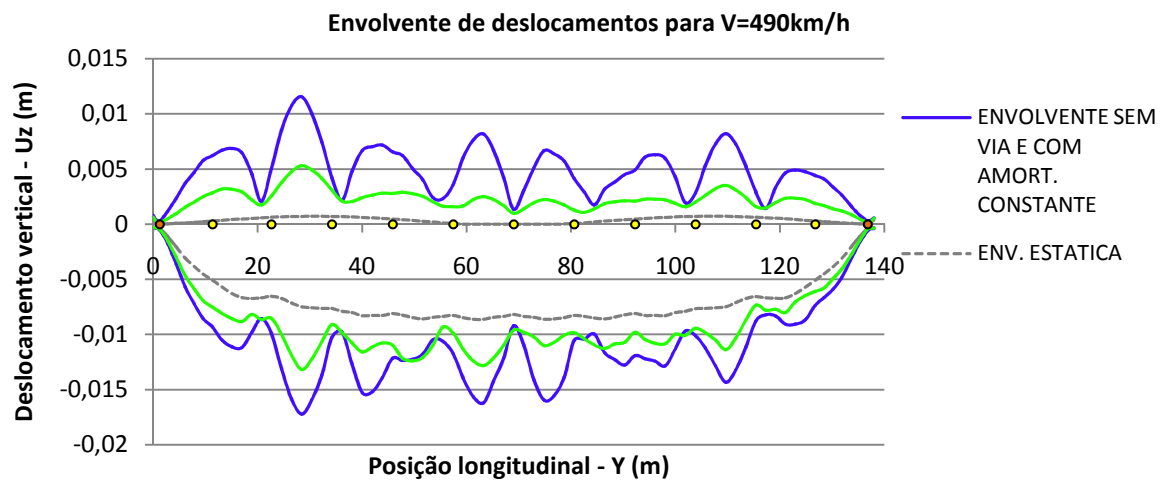
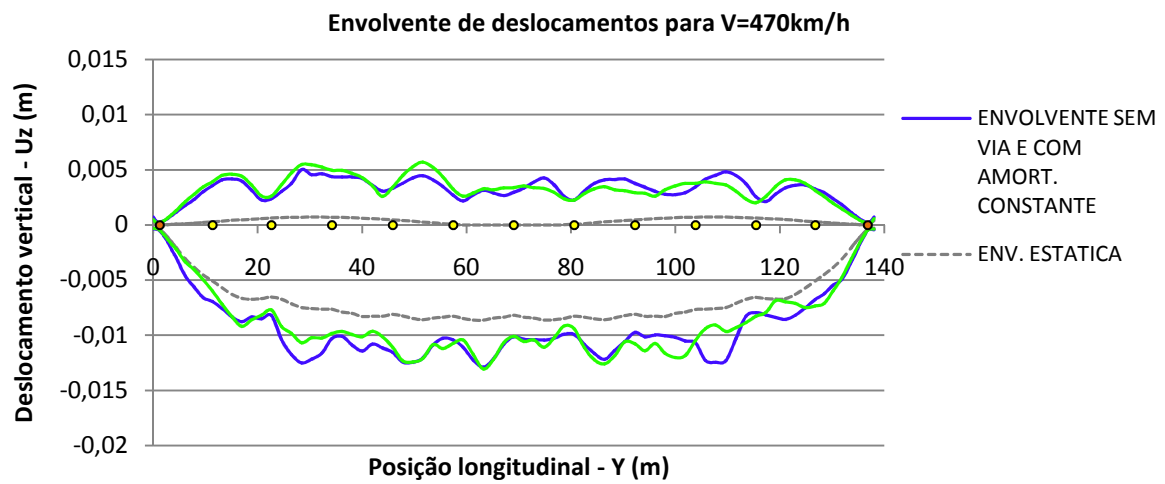


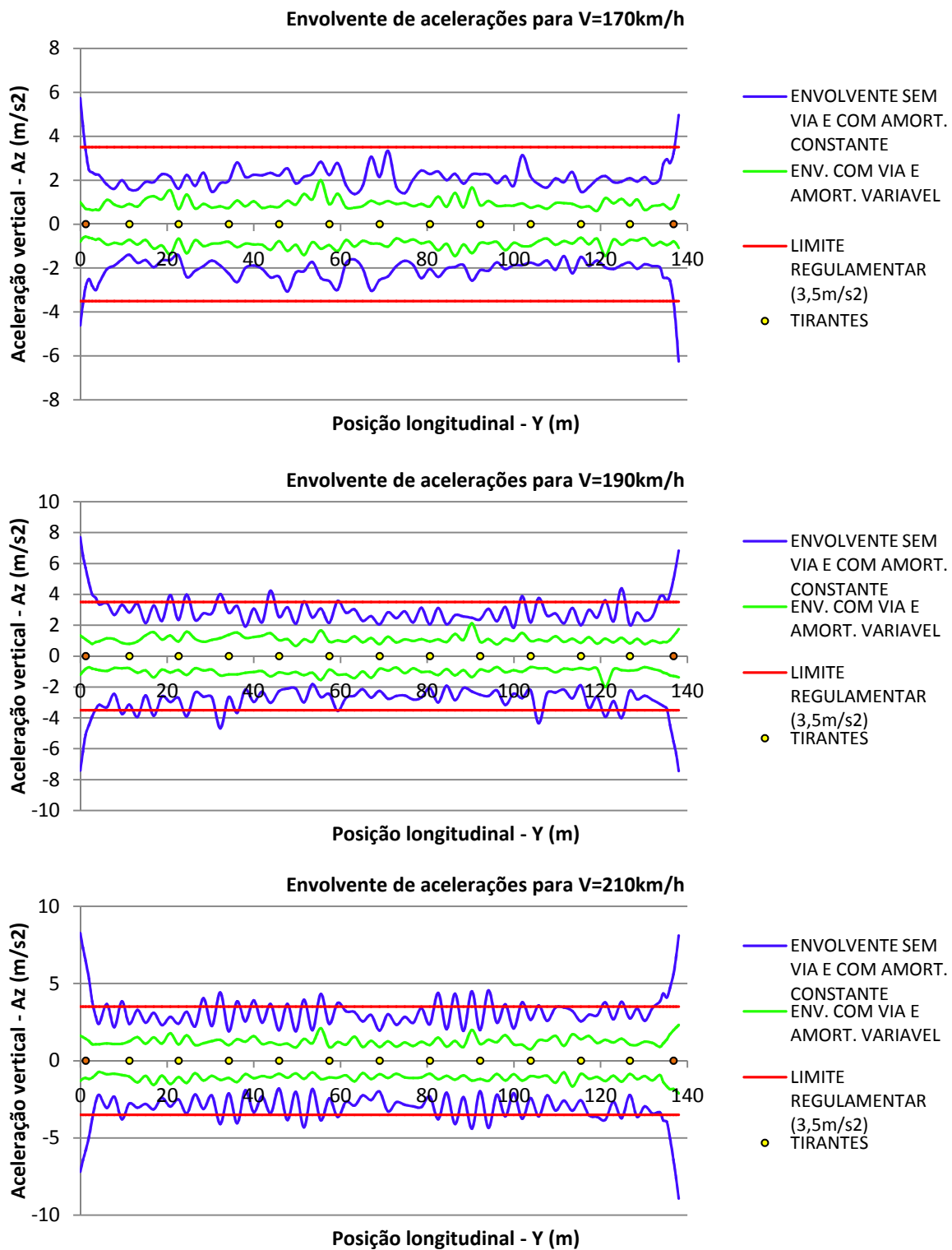


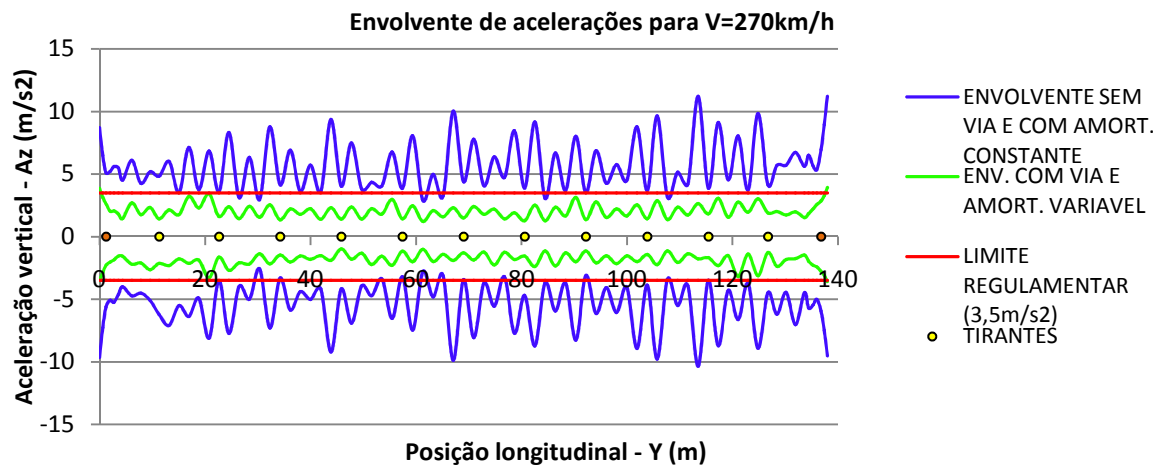
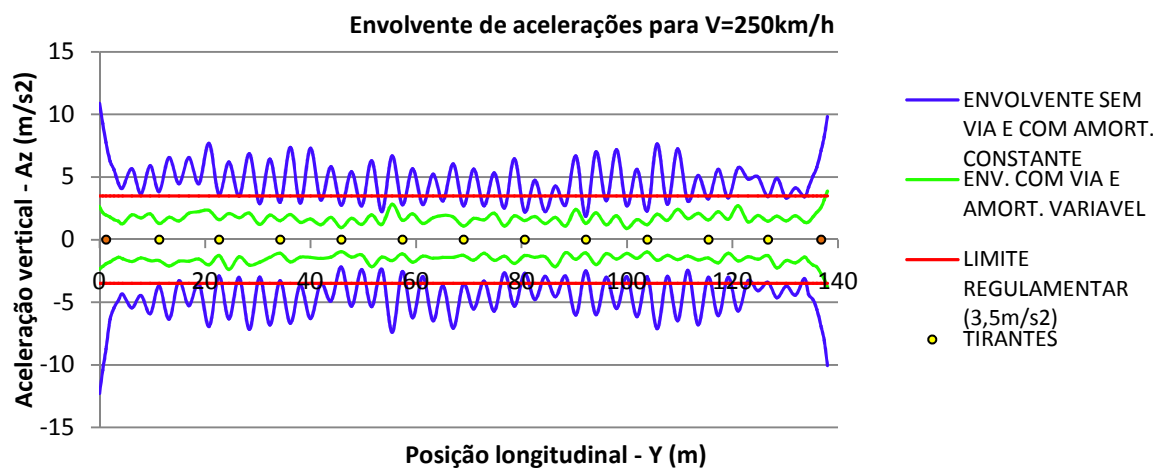
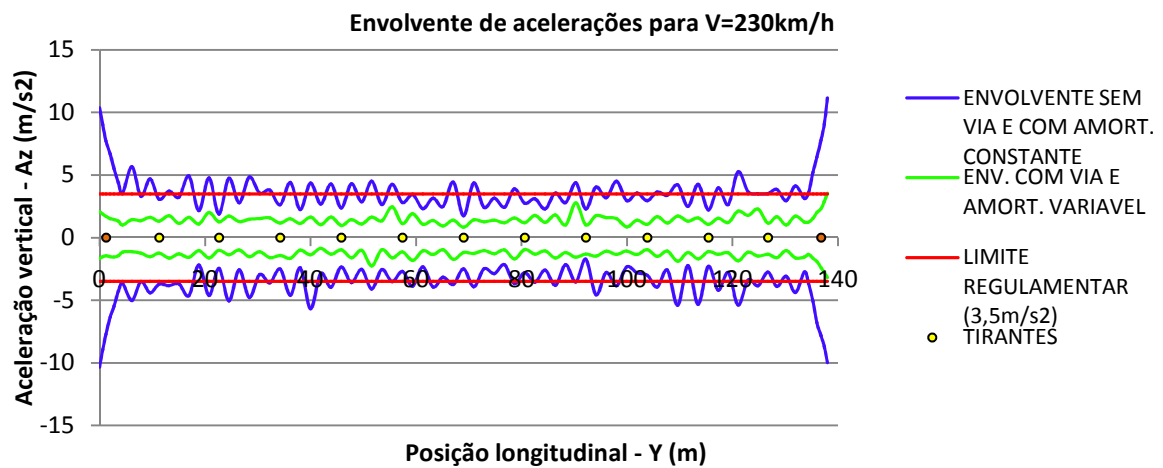


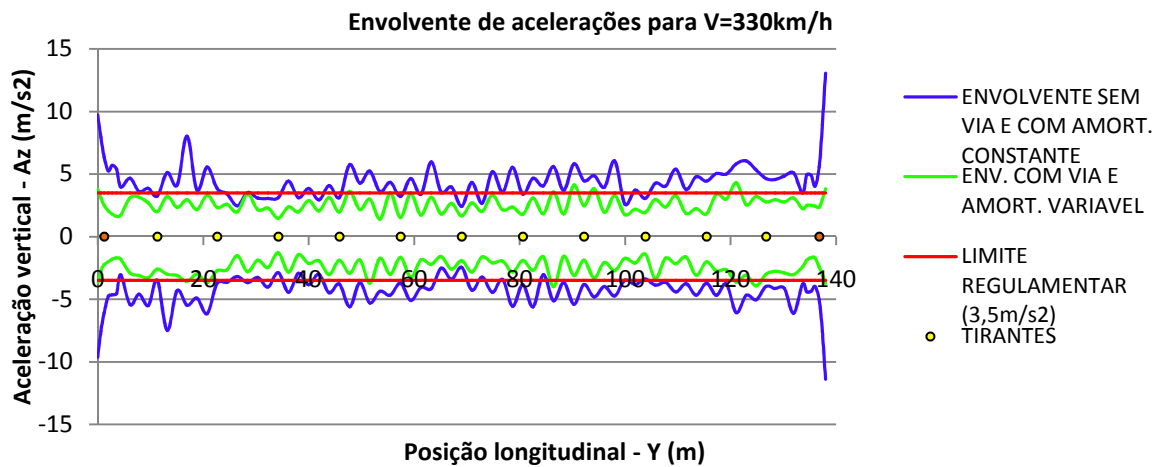
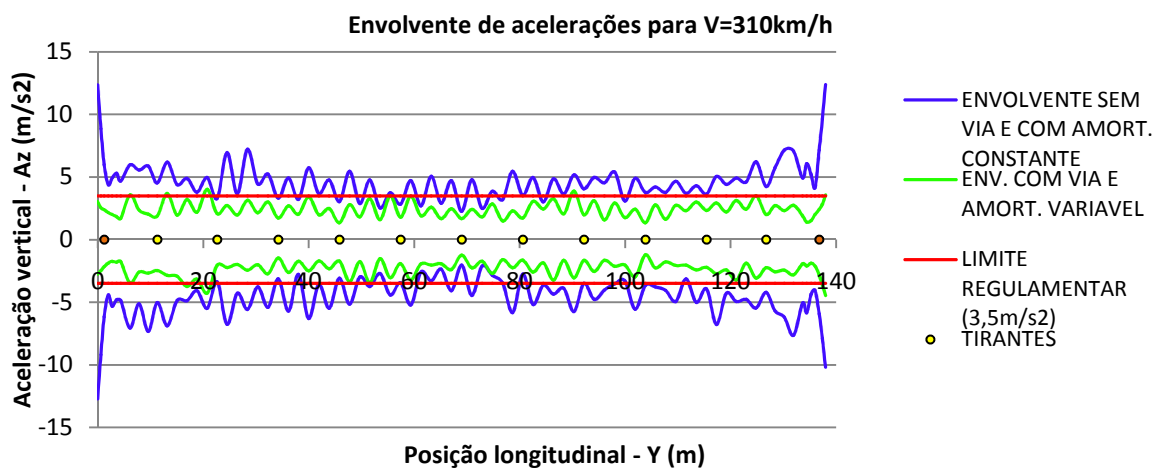
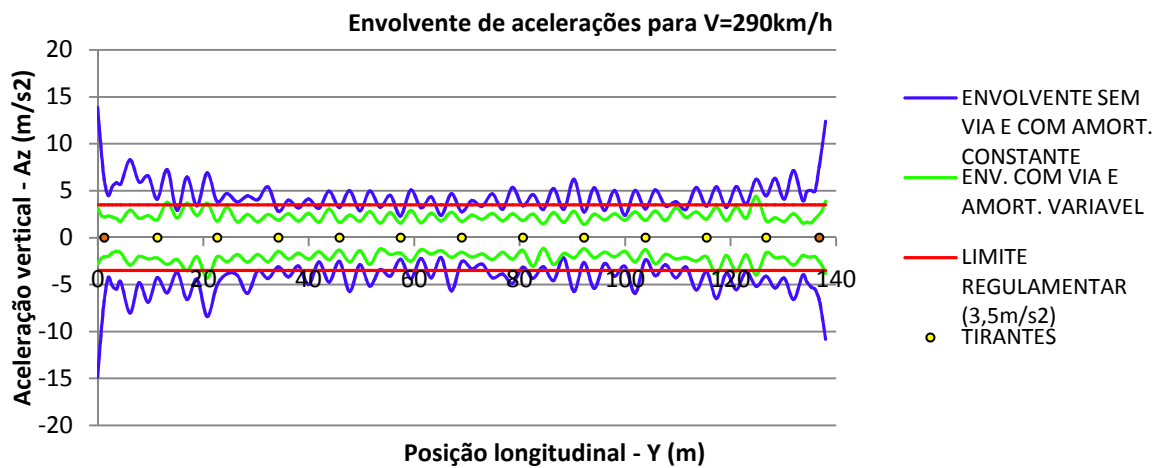


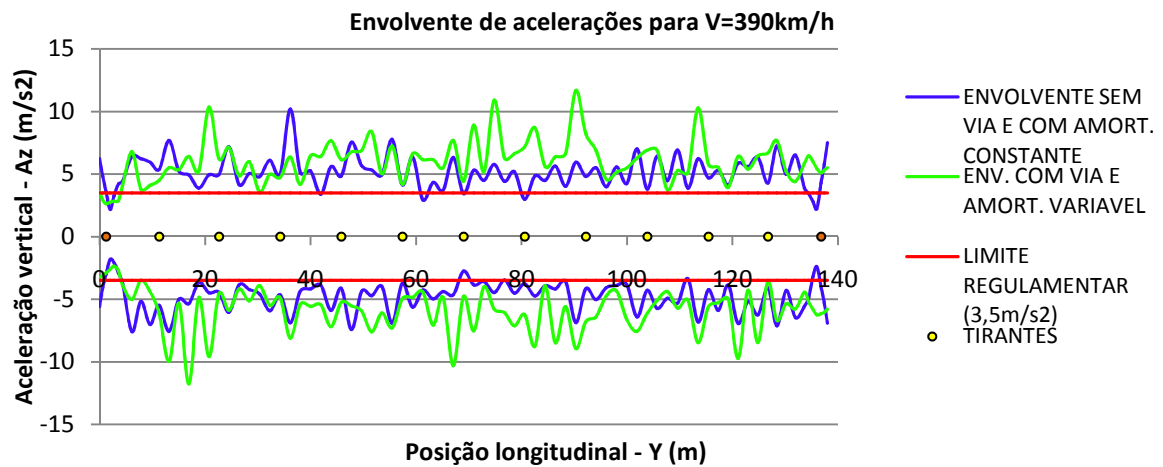
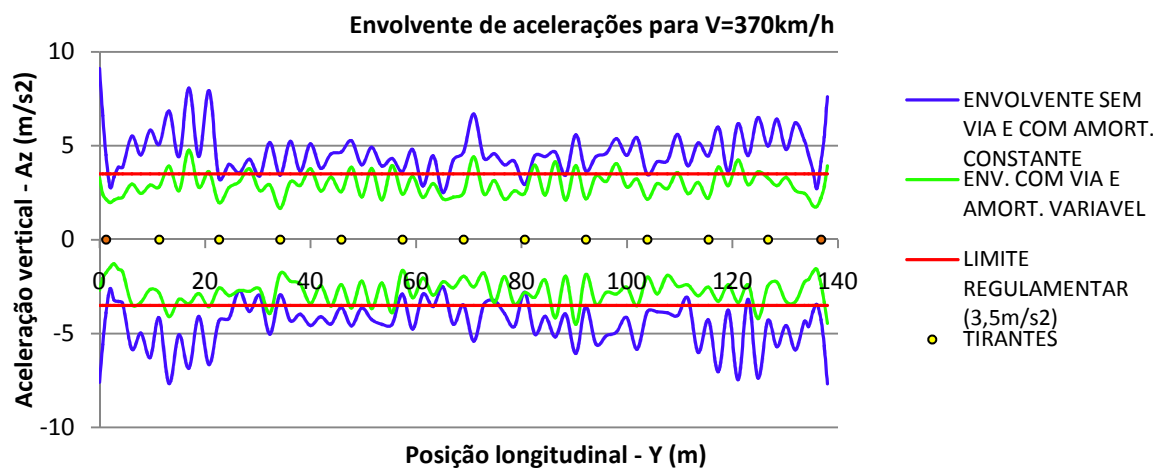
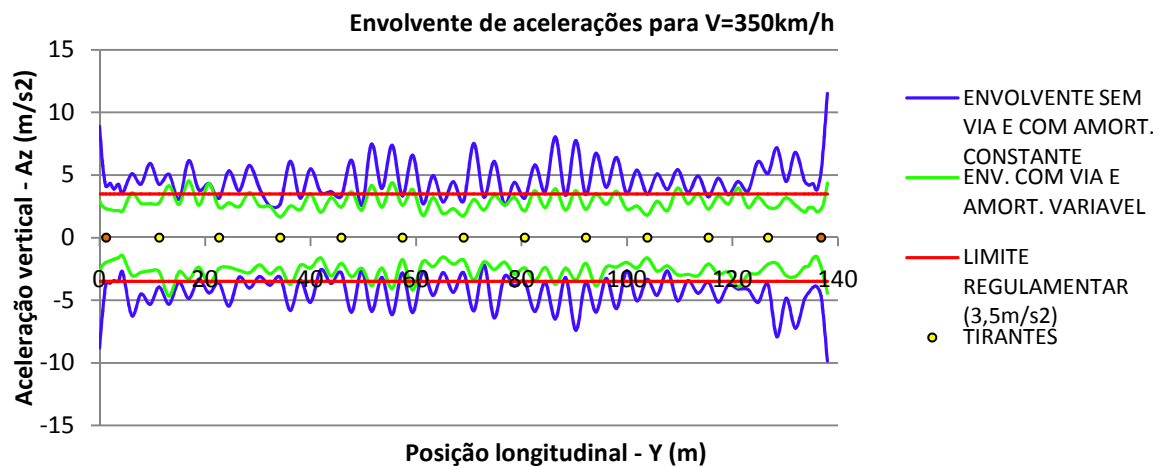


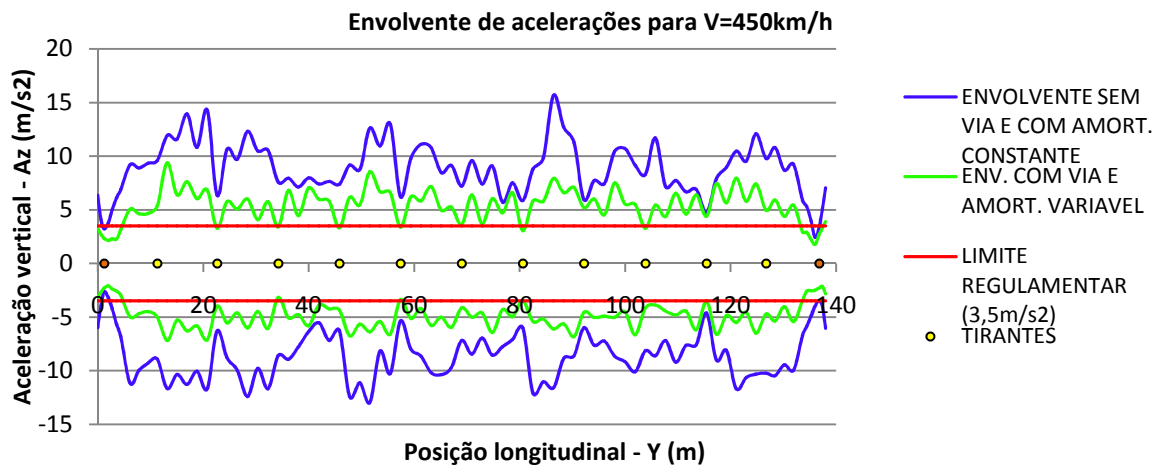
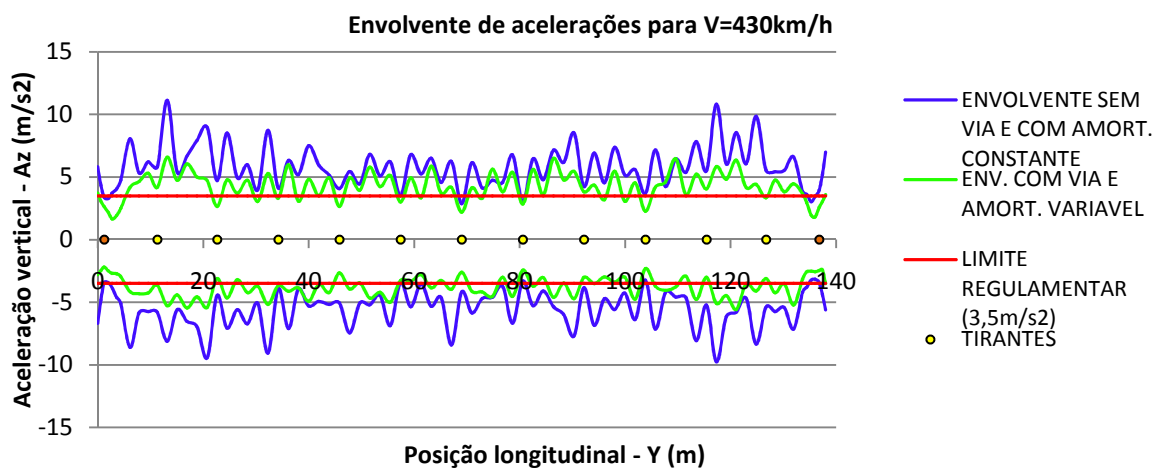
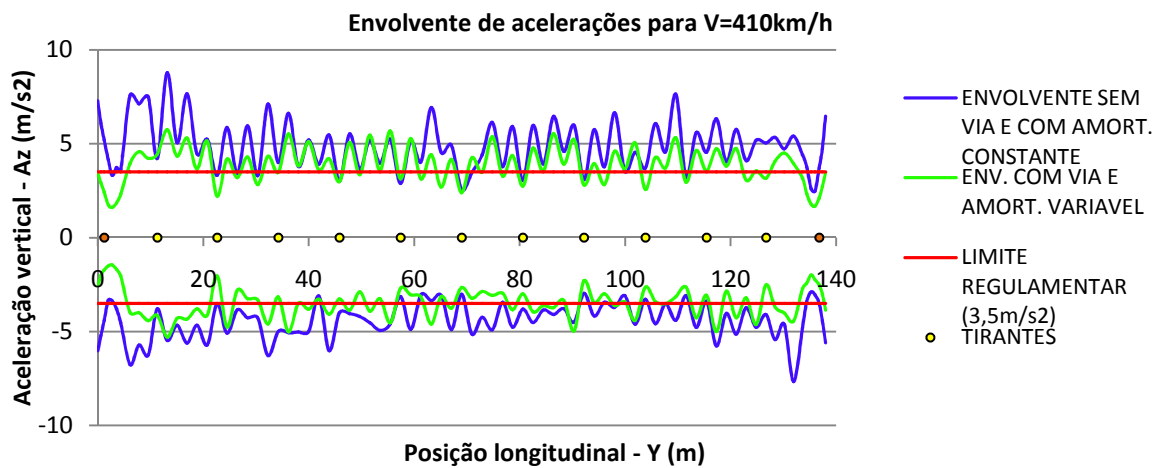


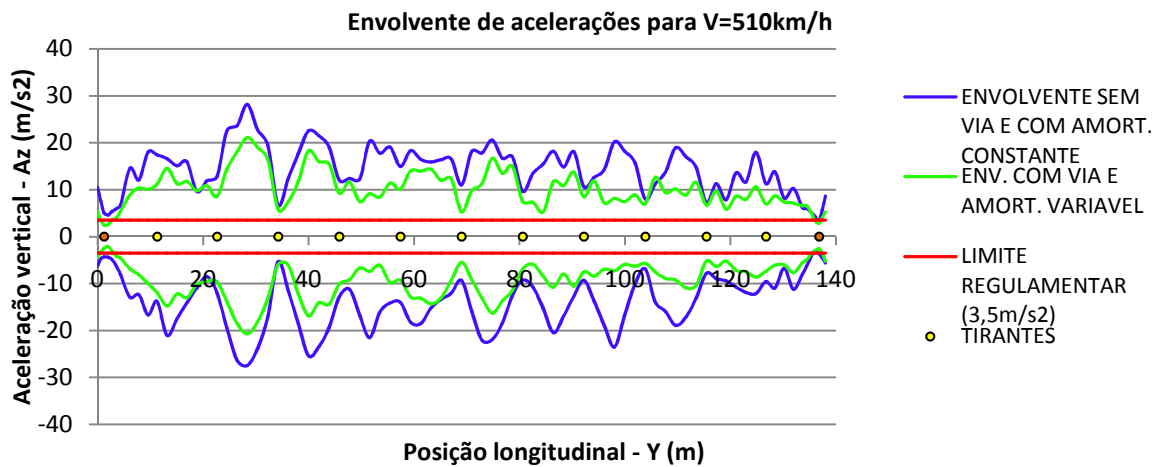
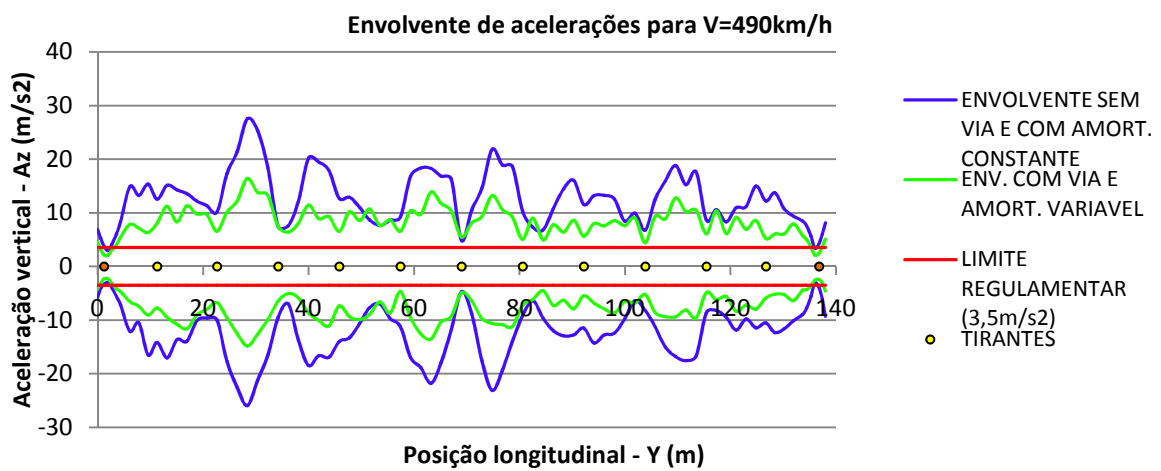
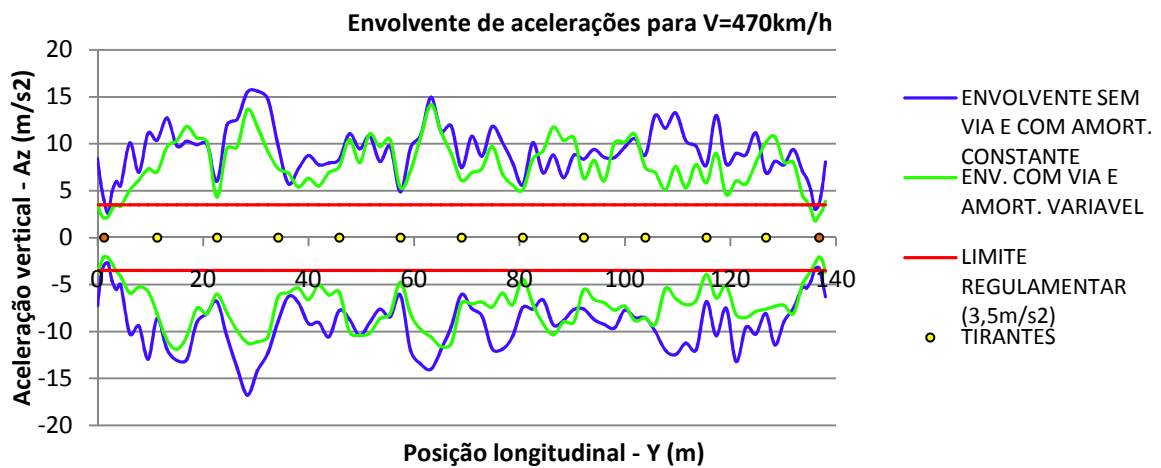






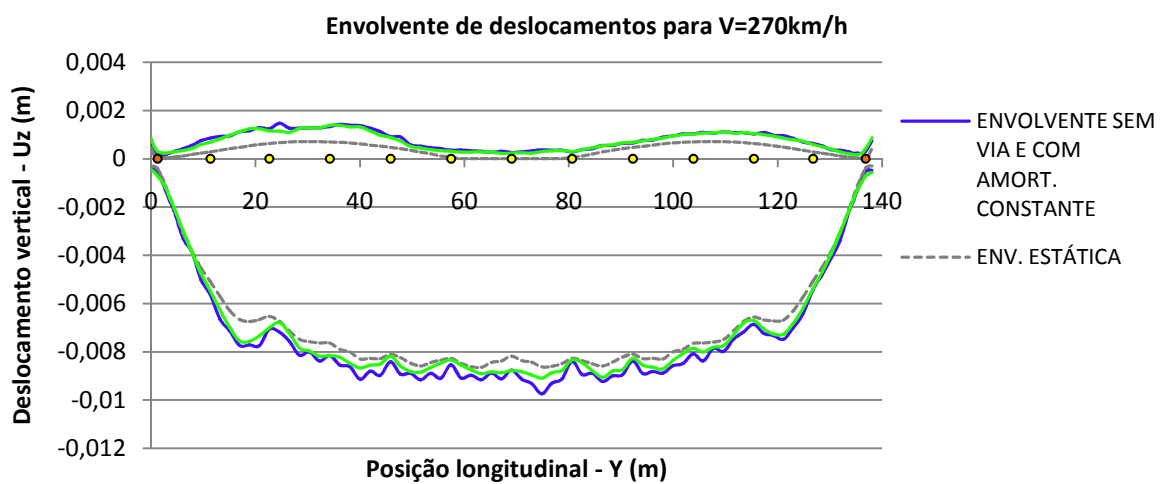
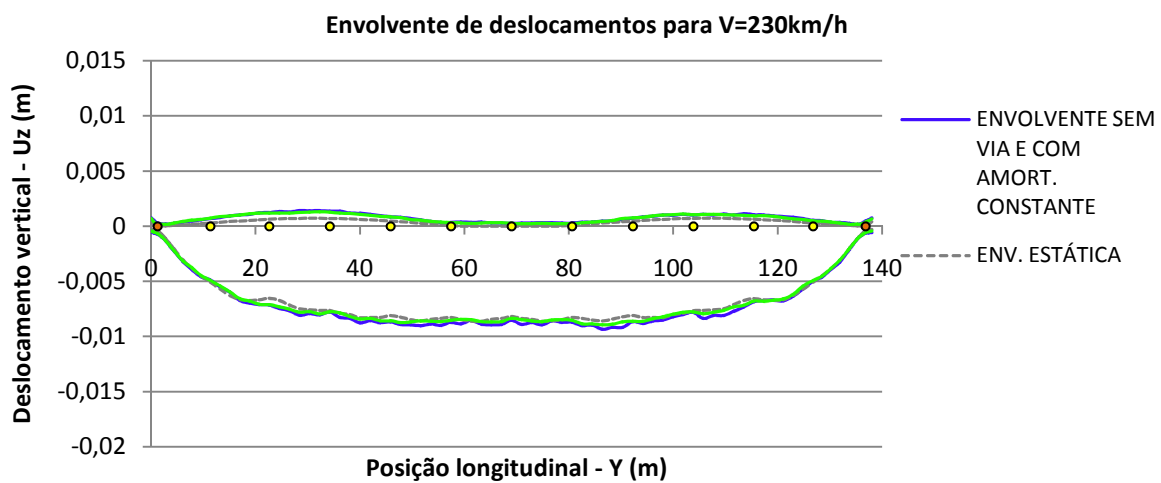
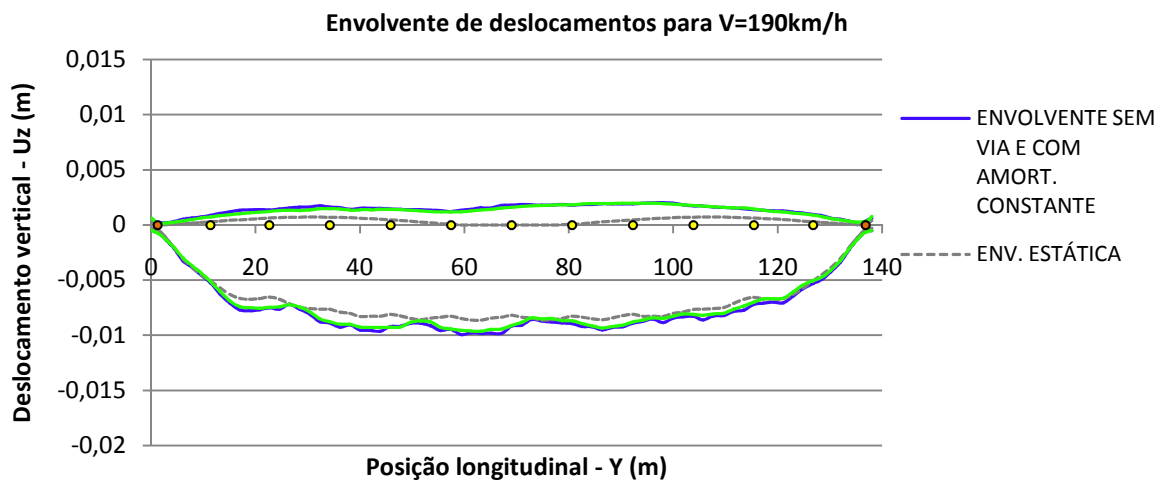


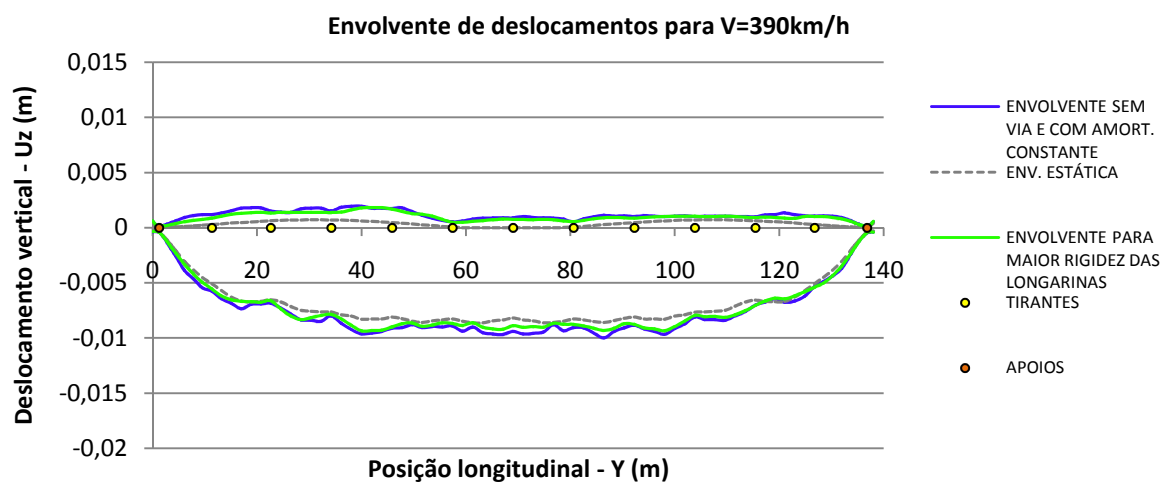
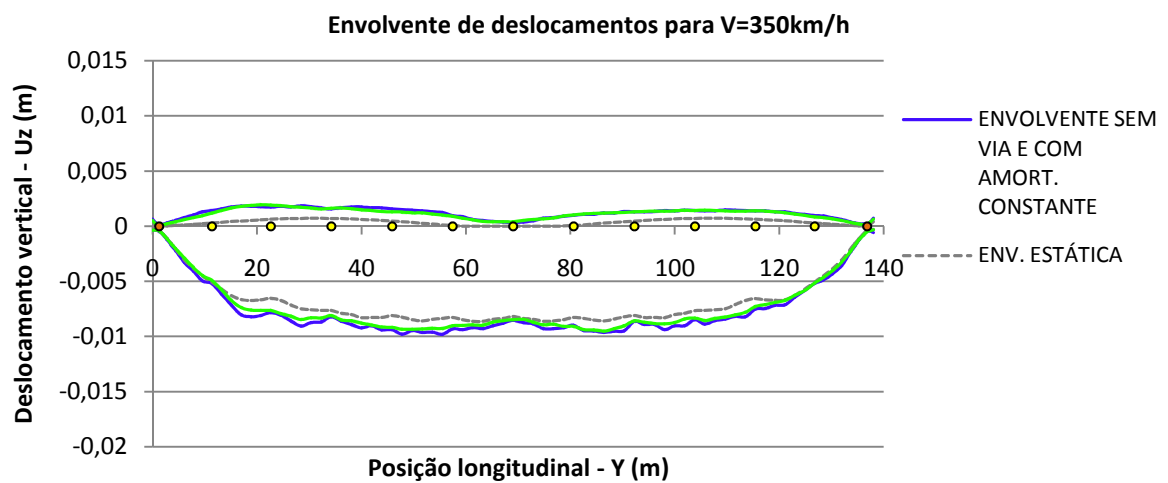
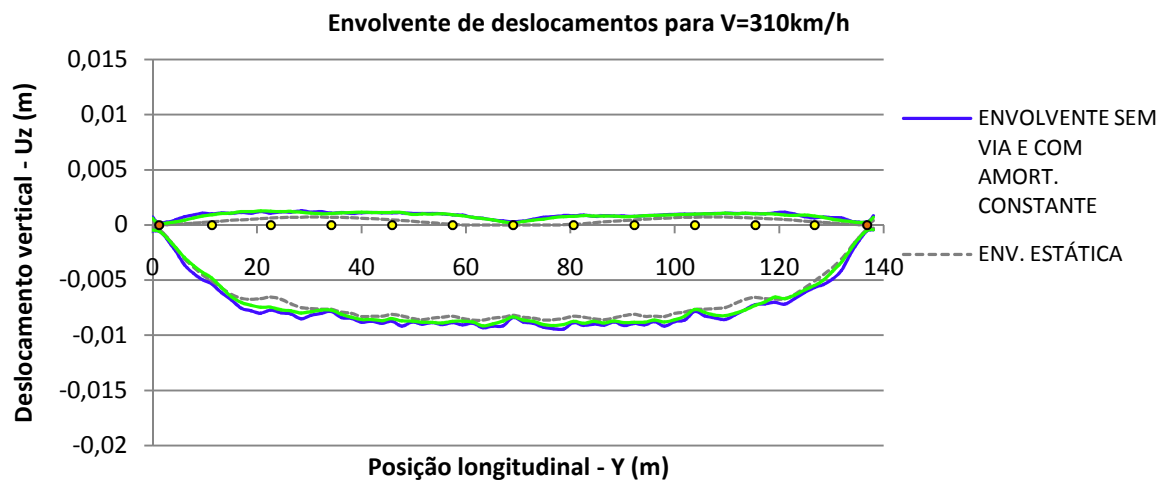


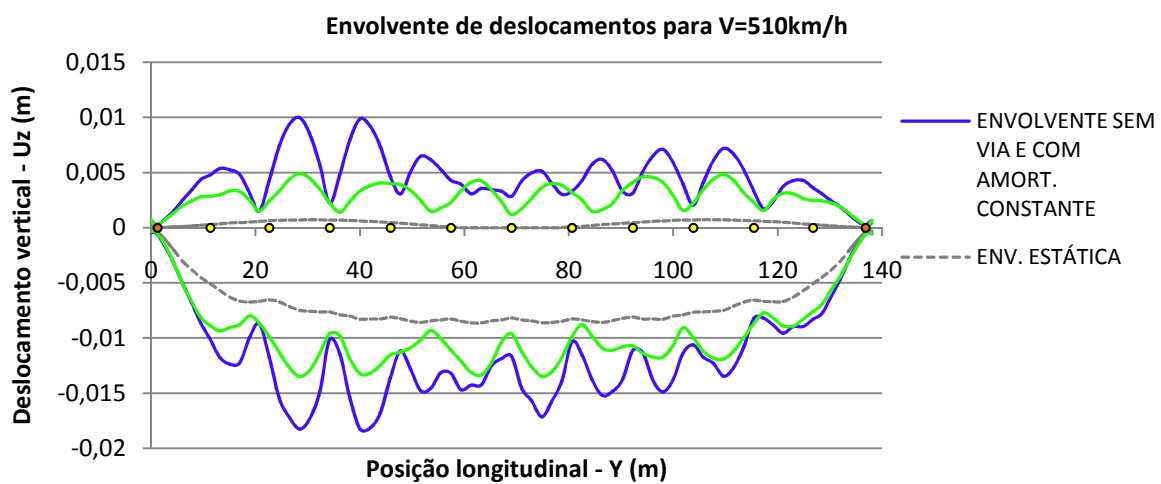
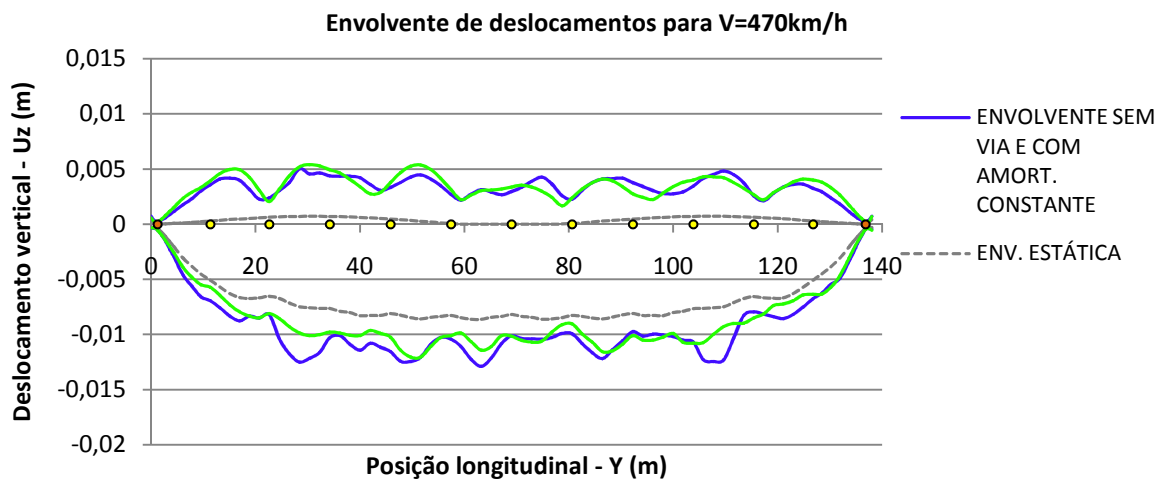
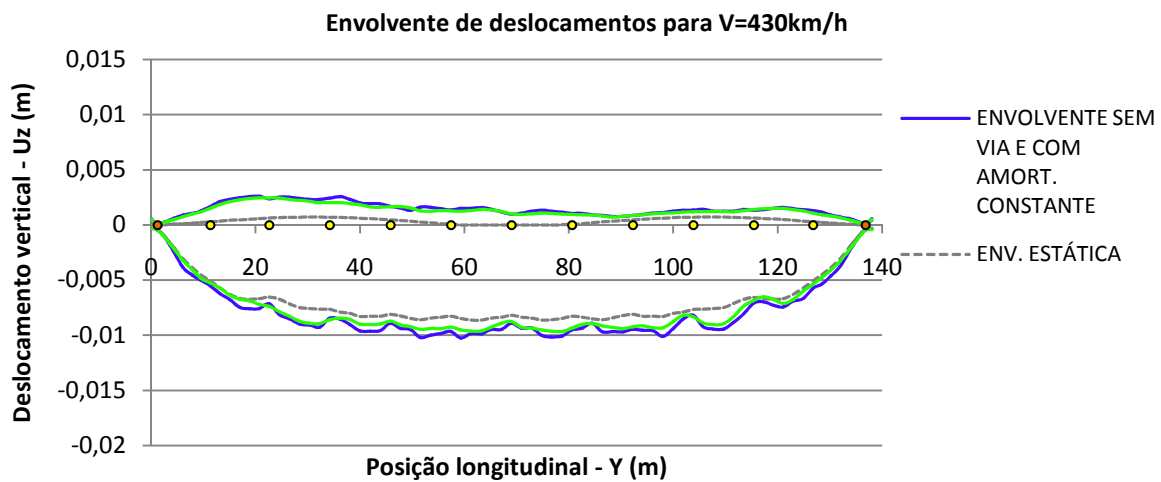


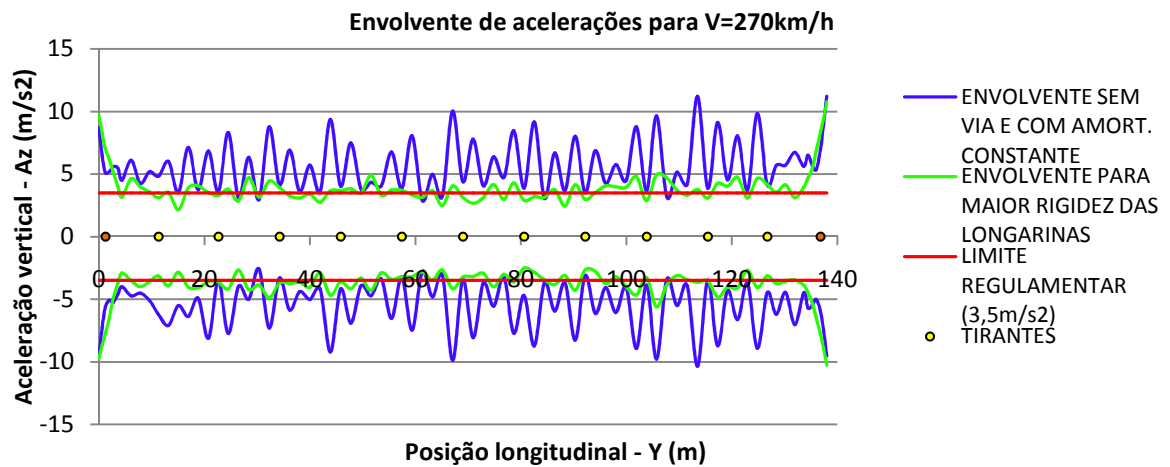
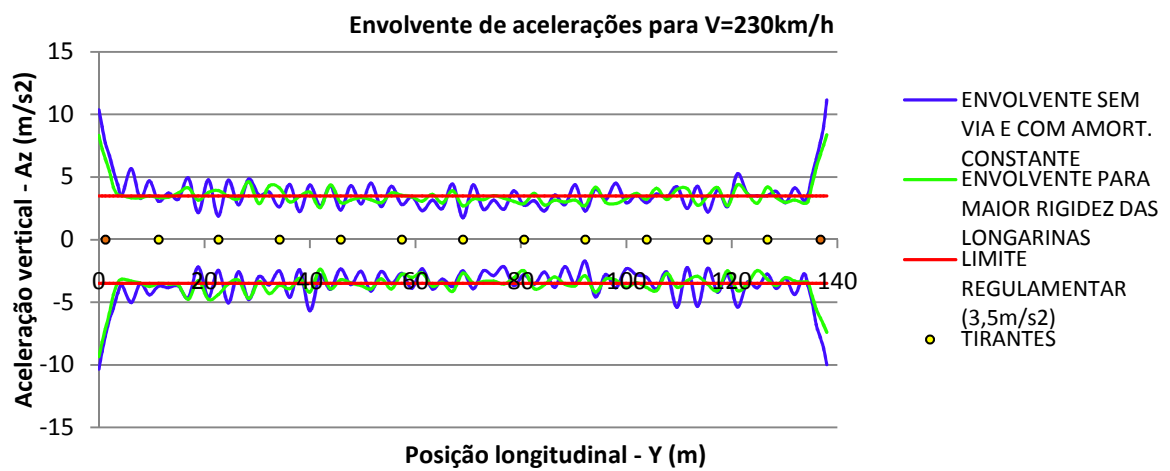
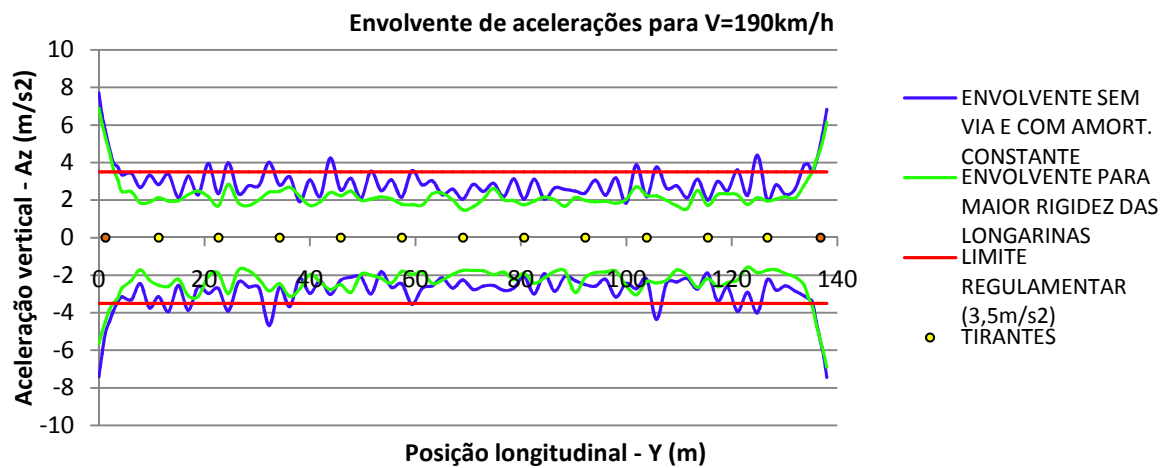
ANEXO X

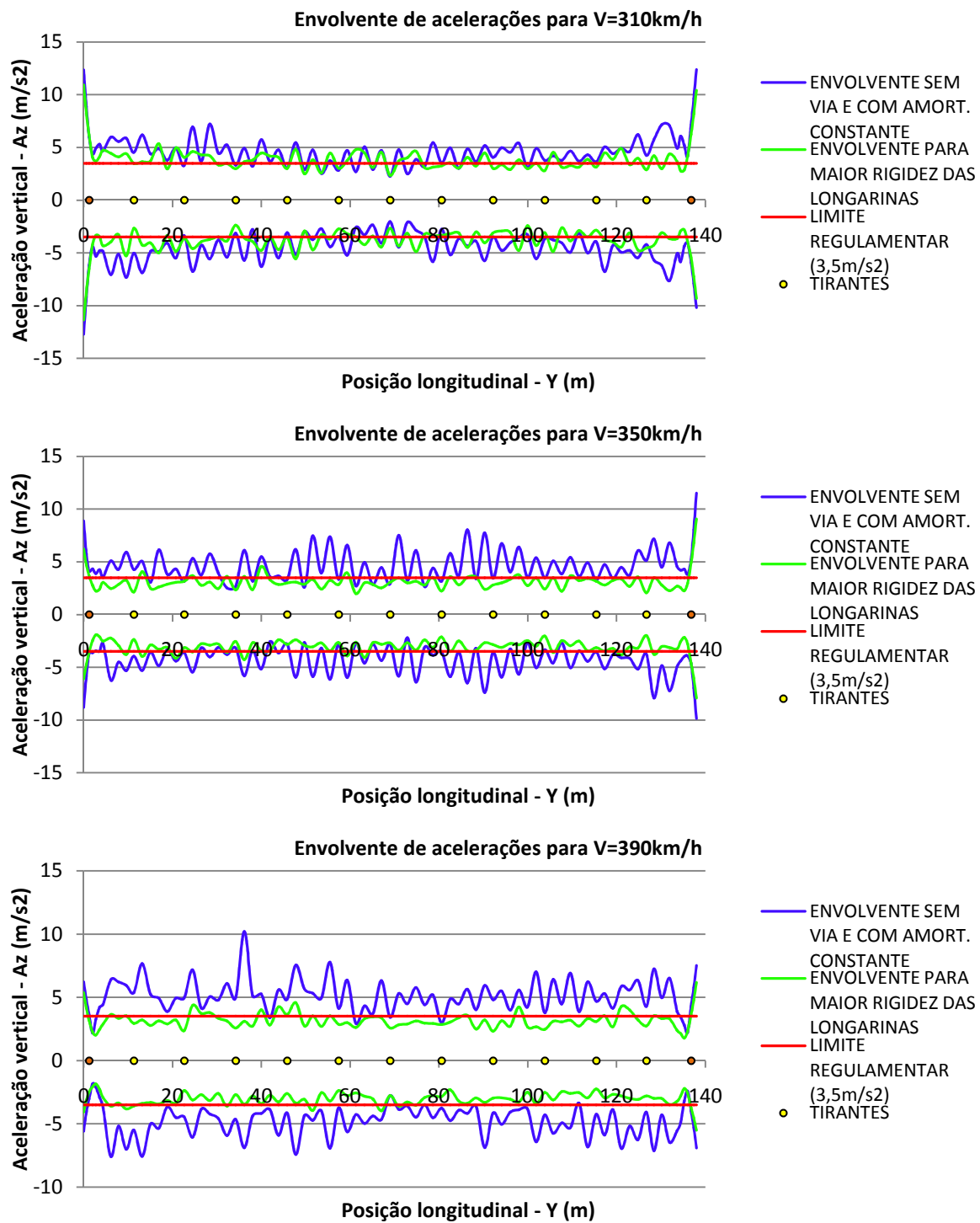
RESULTADOS COM LONGARINAS MAIS RÍGIDAS

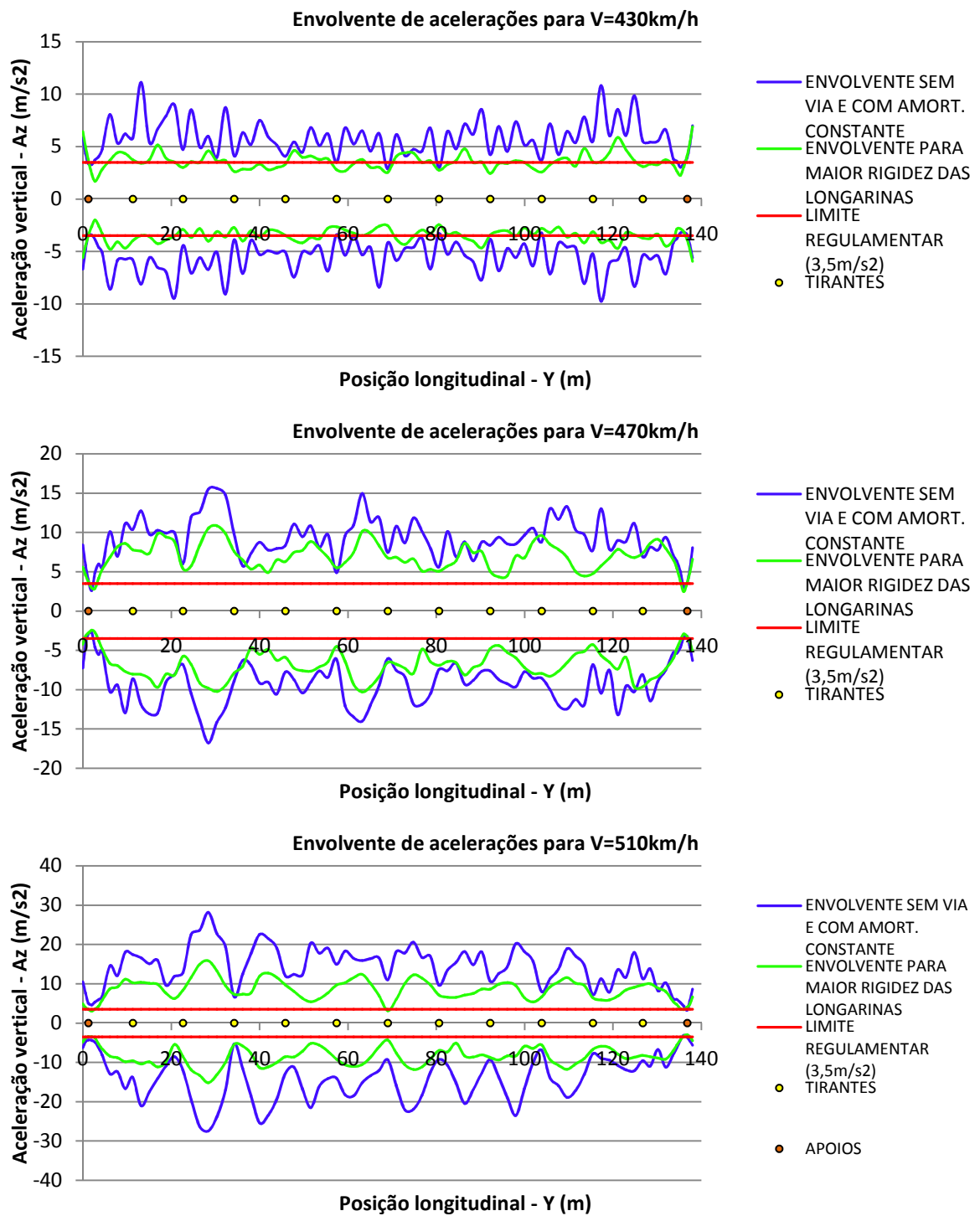






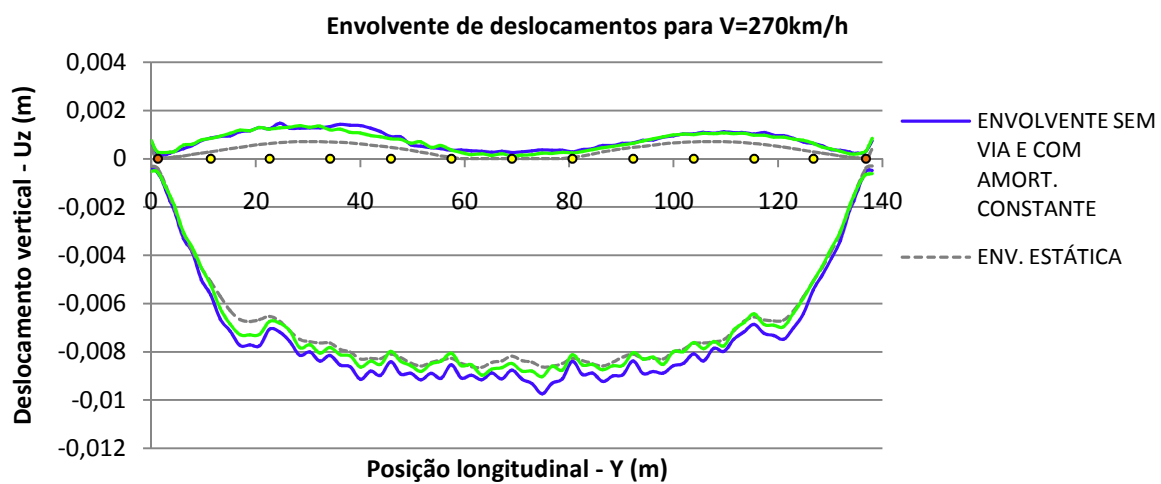
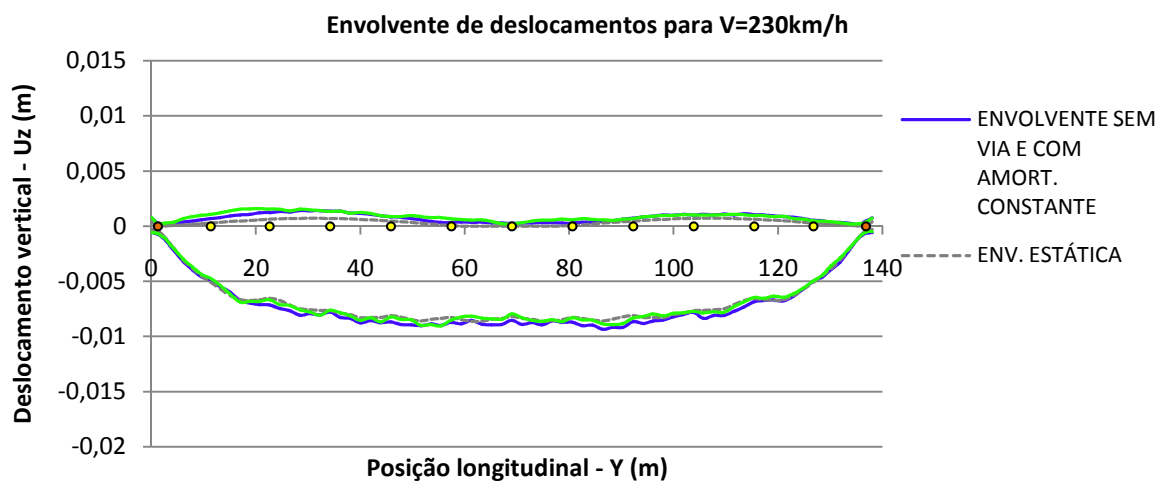
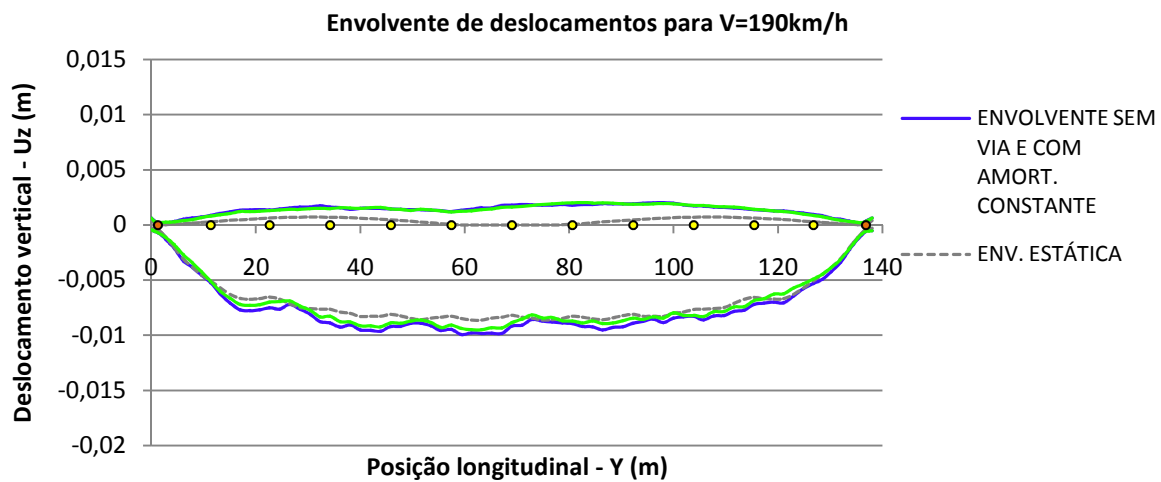


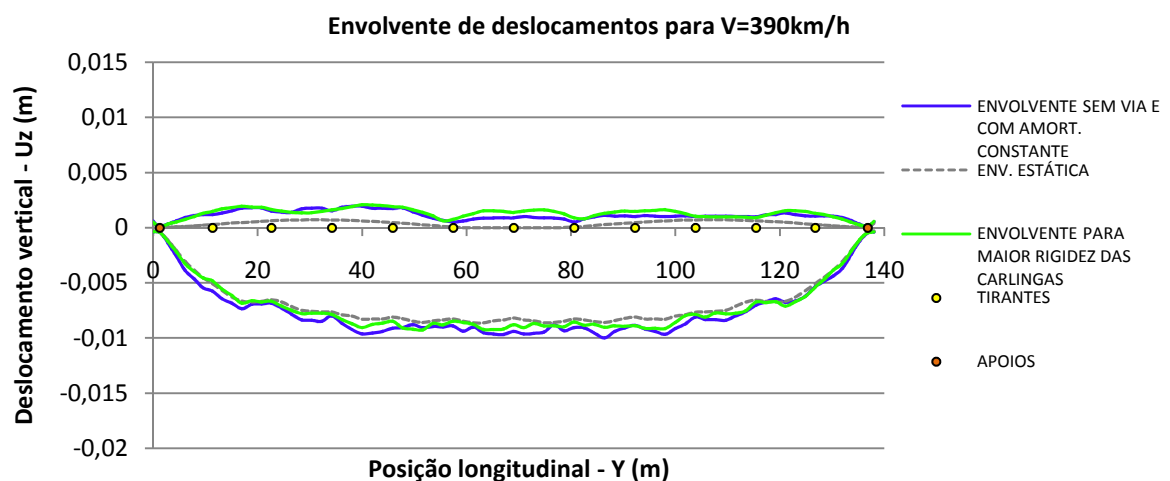
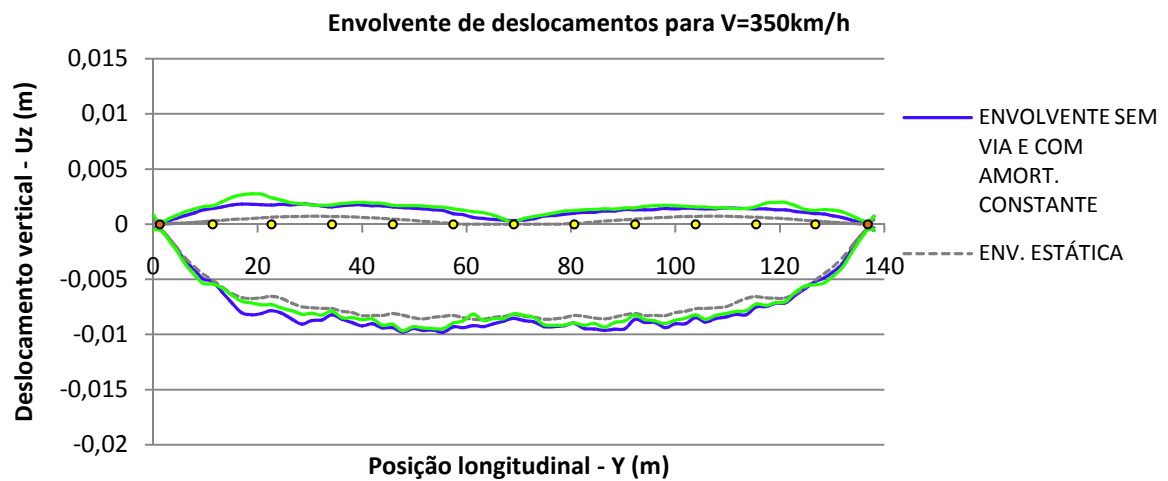
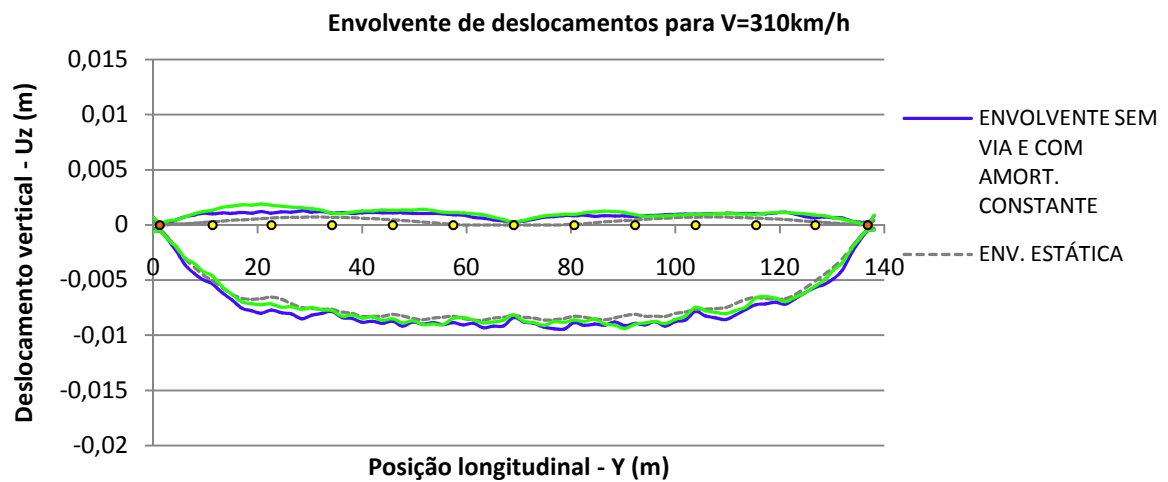


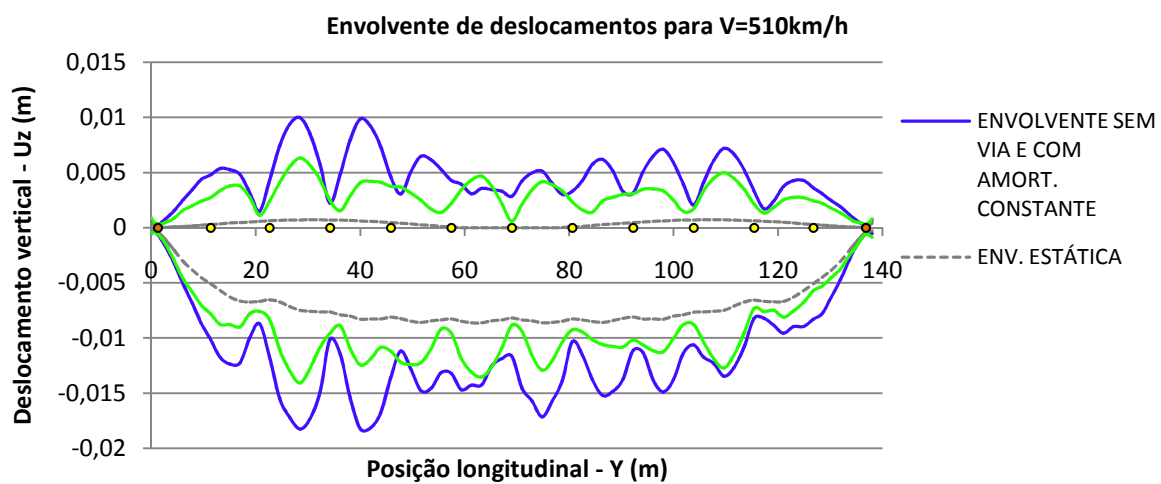
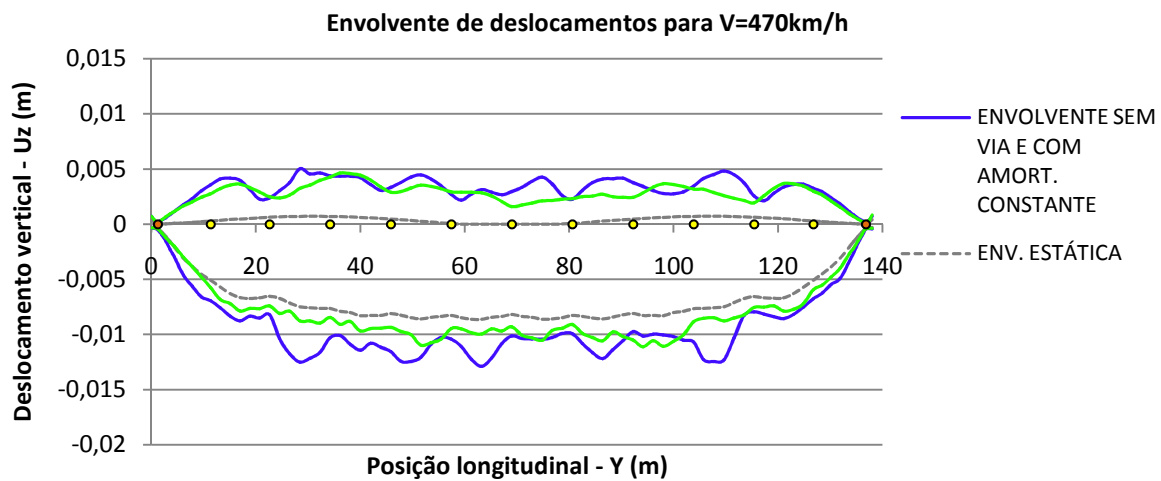
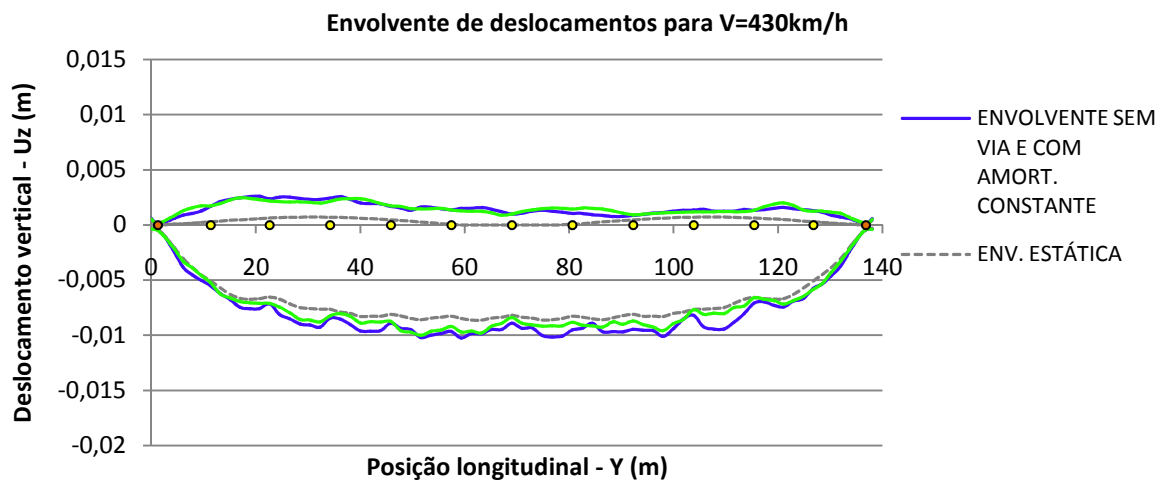


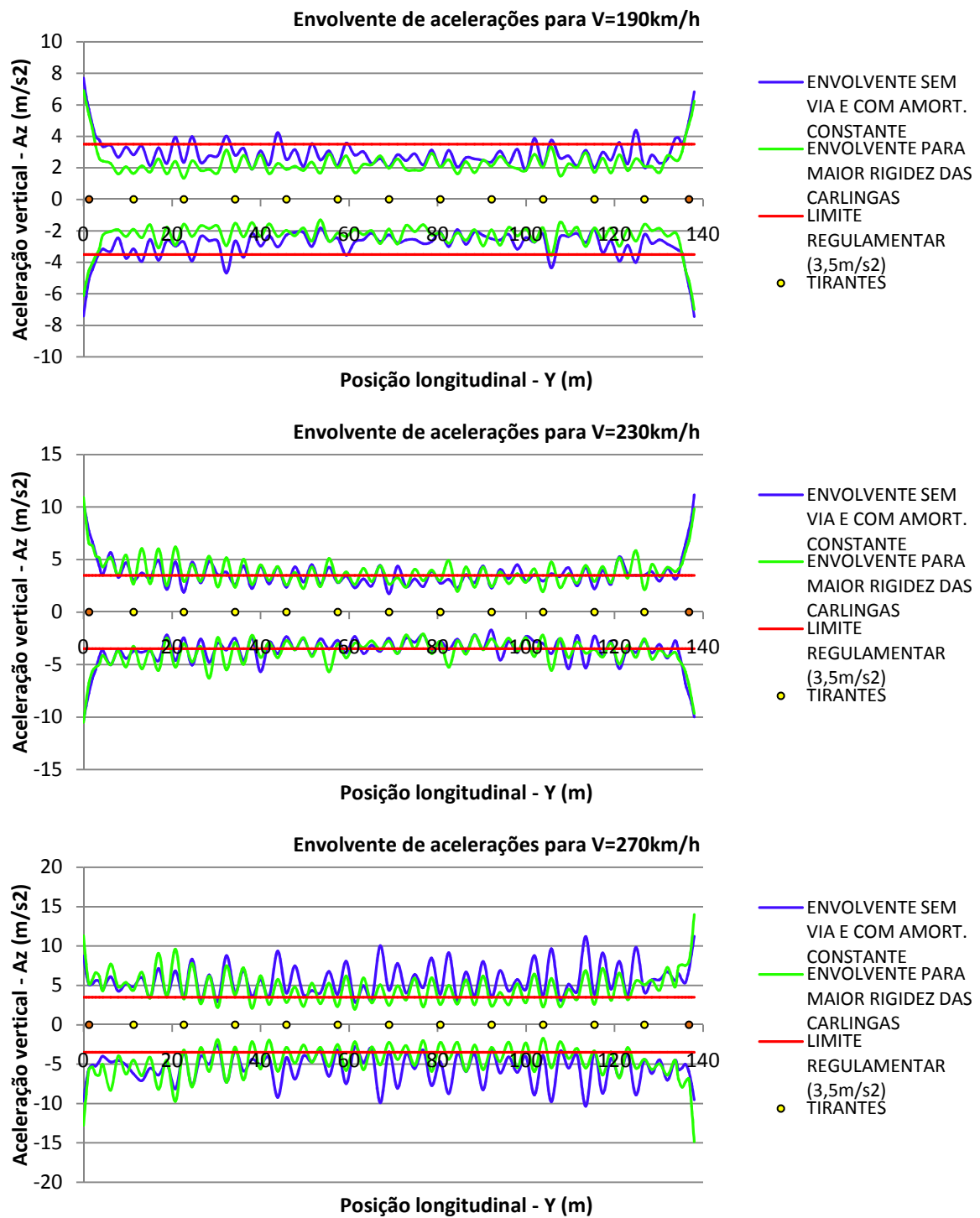
ANEXO XI

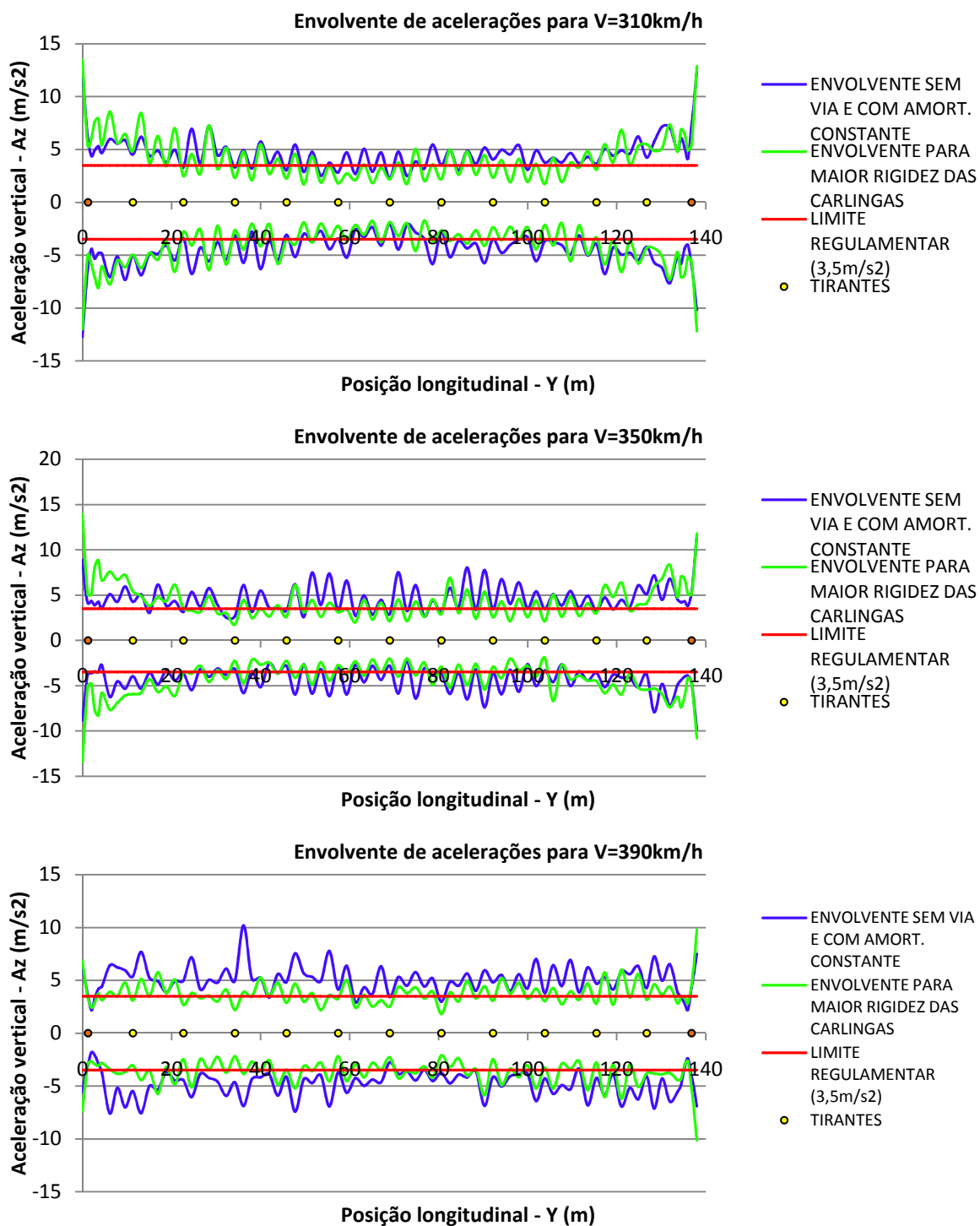
RESULTADOS COM CARLINGAS MAIS RÍGIDAS

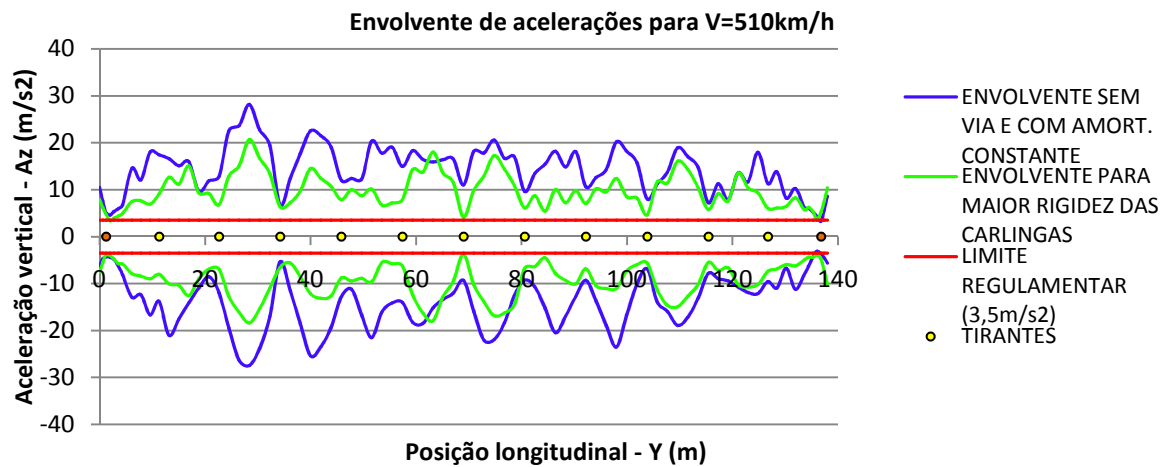
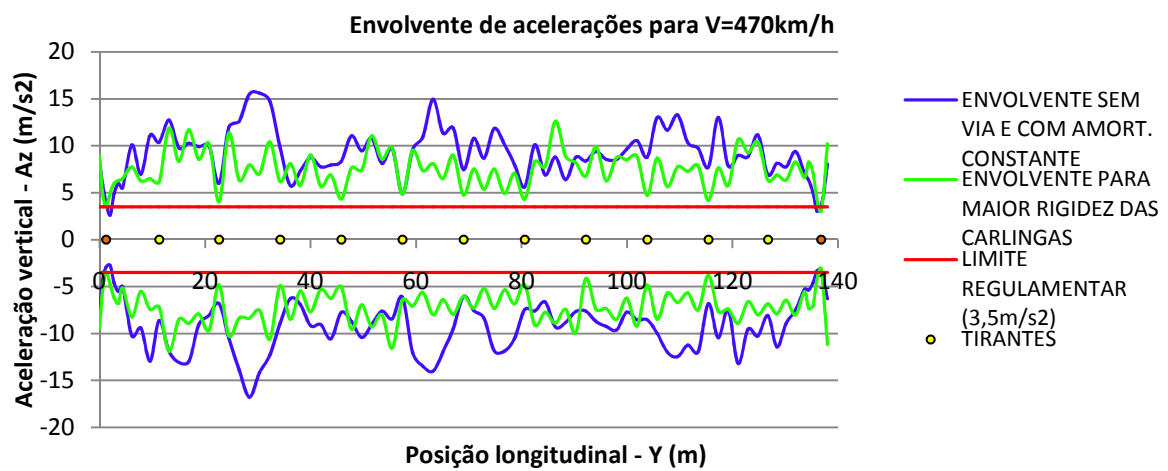
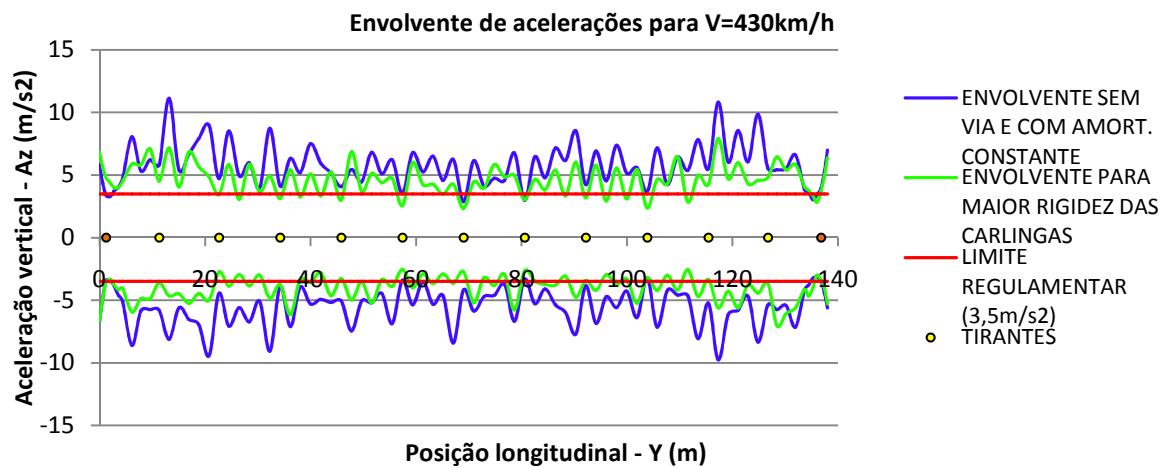












ANEXO XII

RESULTADOS COM VIGAS LATERAIS MAIS RÍGIDAS

